



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA
Y ARQUITECTURA
UNIDAD ZACATENCO
SUBDIRECCIÓN ACADÉMICA**

" PRESAS TIPO CONTRAFUERTE DE PLACA "

T E S I S

PRODUCTO DEL PROYECTO :
METODOLOGIA PARA EL CALCULO
DE ESFUERZOS PARA LA
ESTABILIDAD DE PRESAS DE
CONCRETO TIPO ARCO Y
CONTRAFUERTE
CLAVE 20020990

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN :**

**SOTO GARCIA PIEDAD
SWAIN GOMEZ SAUL**

Asesor: M. en C. Lucio Rosales Ramírez



MÉXICO DF. FEBRERO 2005



SECRETARÍA
DE
EDUCACIÓN PÚBLICA

INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
UNIDAD ZACATENCO



SUBDIRECCION ACADEMICA

DEPARTAMENTO DE EXAMENES PROFESIONALES

" 30 ANIVERSARIO DE LA ESCUELA SUPERIOR DE TURISMO "
" 70 ANIVERSARIO DE LA ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA TEXTIL "
" 70 ANIVERSARIO DE LA ESCUELA NACIONAL DE CIENCIAS BIOLÓGICAS "
" 30 ANIVERSARIO DE LA ESCUELA SUPERIOR DE COMERCIO Y ADMINISTRACION UNIDAD TEPEPAN "

No. DE OFICIO SAC..EP. 288 06 . 04

ASUNTO SE DESIGNA ASESOR DE TESIS

Junio 1° del 2004

C. PIEDAD SOTO GARCÍA
C. SAUL SWAIN GÓMEZ
PASANTES DE LA CARRERA DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T E

Por este conducto me permito informarle que el ING. LUCIO ROSALES RAMÍREZ, ha sido designado asesor de su Tesis Profesional, misma que deberá desarrollar en un término no mayor a un año a partir de la fecha de este oficio conforme al índice siguiente:

"PRESAS TIPO CONTRAFUERTE DE PLACA"

- 1.-PRESAS TIPO CONTRAFUERTE
- 2.-ANTECEDENTES DE PRESAS TIPO CONTRAFUERTE
- 3.-OBJETIVO
- 4.-DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL
- 5.-CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Sin otro particular, me es grato enviarle un cordial saludo reiterándole las seguridades de mi consideración atenta y distinguida

ATENTAMENTE
"LA TÉCNICA AL SERVICIO DE LA PATRIA"

M. en C. DEMETRIO CALÍNDEZ LÓPEZ
SUBDIRECTOR ACADEMICO

DGL*RMV*wg



I.P.N.
SUBDIRECCION ACADEMICA
UNIDAD ZACATENCO

AGRADECIMIENTOS

Piedad Soto García

A MI PADRE:

POR DARME EL MAS GRANDE EJEMPLO DE LUCHA Y
CONSTANCIA, POR ENSEÑARME QUE EL ÉXITO SE OBTIENE DEL
ESFUERZO Y LA PERSEVERANCIA, PORQUE LLENASTE MI VIDA
DE EJEMPLOS E ILUMINAS DIA A DIA MI CAMINO DE TUS SABIOS
CONSEJOS Y CONFIANZA... POR ESO Y MÁS MUCHAS GRACIAS
PAPA

A MI MADRE:

A TI MI MAS GRANDE AGRADECIMIENTO, POR EL APOYO QUE ME BRINDASTE DESDE PEQUEÑA PARA LA REALIZACION DE ESTE LOGRO, ADEMAS DE ENSEÑARME LA HONESTIDAD, DISCIPLINA Y TODA TU TERNURA, GRACIAS MAMA

**A MIS HERMANOS:
JORGE, HECTOR E ILIANA**

GRACIAS HERMANOS POR SU PACIENCIA Y COLABORACION
PARA REALIZAR A PARTIR DE HOY MI CARRERA COMO
PROFESIONISTA, POR COMPARTIR CONMIGO SU GRAN
EXPERIENCIA Y SUS VIVENCIAS EN ESTE MEDIO

A MI ESCUELA:

PORQUE EN TI ME FORJE COMO PROFESISTA Y DE TI APRENDI
QUE EL SERVICIO ES PRIORIDAD EN MI CARRERA COMO
INGENIERO

DEDICO ESTE TESIS A:

MIS SOBRINOS:

**JORGE, MARIA FERNANDA, TANIA, KASSANDRA, HECTOR, KRYSTAL,
ALFONSO Y SANTIAGO**

**ESPERO QUE ESTE LIBRO LES SIRVA DE ESTIMULO Y EJEMPLO
EN SU VIDA**

**A MIS CUÑADAS:
ROSSY Y ENRIQUETA**

CON TODO MI CARÍÑO DEDICO ESTE LIBRO A USTEDES

PIEDAD SOTO GARCIA

AGRADECIMIENTOS
Saúl Swain Gómez

A mis padres:

Que siempre me han brindado incondicionalmente su apoyo, amor y el ejemplo necesario para salir adelante en la vida aun en las situaciones mas difíciles, impulsándome constantemente a seguir sin importar los obstáculos que se presenten en el camino siempre con los principios que me han enseñado

A mis hermanas Laura y Teresa:

Como una muestra enorme de amor, cariño y agradecimiento; por brindarme siempre su apoyo cuando mas las he necesitado y por darme fuerzas para triunfar y tener éxito en la vida...y por las hermosas sobrinas que me han dado (Andrea y Fernanda)

A Piedad Soto García:

Sabiendo que jamás existirá una forma de agradecer una vida de lucha, sacrificio y esfuerzo constantes; solo deseo que entiendas que el logro mío es el logro tuyo, que mi esfuerzo es inspirado en ti y que mi único ideal eres tú...con respeto, amor y admiración!

A mis profesores:

Por que siempre pusieron su mayor esfuerzo para que entendiera que el conocimiento es básico para lograr las metas que se fija uno en la vida y tener siempre una respuesta positiva y de apoyo cuando las cosas no salen del todo bien...por todo el tiempo que invirtieron en mi enseñándome todo lo necesario para que sea lo que estoy a un paso de lograr: Un Ingeniero Civil

Al Instituto Politécnico Nacional:

Por darme la oportunidad de enrolarme en sus filas, abrirme la posibilidad de concluir mis estudios en un ambiente de profesionalismo, orgullo y respeto por sus principios y sus colores que siempre llevare con mucho orgullo... inspirándome a nunca dejarme derrotar aun en las situaciones mas adversas

A la E.S.I.A. Zacatenco:

A mi alma mater: por todo lo que define esta escuela: respeto, admiración, éxito y formar profesionistas comprometidos consigo mismos y con el país; por permitirme entrar en sus aulas y concluir una carrera profesional que es parte vital de mi éxito en la vida!

A toda la gente involucrada en este proyecto:

Gracias de alguna forma por ayudar a que mi meta se cumpla, a que sea alguien en la vida y siempre estar de una forma u otra a mi lado en este logro personal tan importante!

I N D I C E

1. PRESAS TIPO CONTRAFUERTE
 2. ANTECEDENTES DE PRESAS TIPO CONTRAFUERTE
 3. OBJETIVO
 4. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL
 5. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

1. PRESAS TIPO CONTRAFUERTE

Las presas de gravedad deben resistir las fuerzas que actúan principalmente contra ellas, a través de su peso. Esta fuerza de gravedad sólo es crítica cuando la altura es grande, y sólo encima de áreas limitadas. En presas de arcos macizos la fuerza de gravedad se desarrolla totalmente; sin embargo, no todos los sitios del dique son convenientes para los arcos macizos.

Frecuentemente, una reducción en costo sin el sacrificio en seguridad puede ser efectuada construyendo un dique de forma estructural, debido al desarrollo más eficaz de fuerza latente, las cantidades de la construcción están reducidas. Las formulaciones más intrincadas y la necesidad para la unidad de aumento de refuerzo cuestan, pero bajo las condiciones favorables un precio neto apreciable que ahorra en costo total puede lograrse.

Esto es verdad en situaciones donde el costo para transportar el cemento requerido en una estructura más maciza es prohibitivo, o donde otros materiales de las construcciones son escasos.

La fuerza total que actúa sobre la estructura no significa que es el valor más alto de presión que se permite en estructuras de gravedad. Sin embargo, con hormigón reforzado cuidadosamente puesto, las tensiones aumentadas pueden permitirse. Si éstos ocurren en la base, se necesitara una mejor y más cuidadosamente preparada cimentación.

Los Presas de tierra, están más sujetas a daño o erosión o destrucción por oleaje que las Presas macizas de concreto. Sin embargo, debido a la delgadez de sus miembros, estas son sensibles incluso a la deterioración moderada del hormigón; por ello deben construirse cuidadosamente y debe tomarse en consideración cuidosa cualquier condición rara.

TIPOS DE PRESAS TIPO CONTRAFUERTE

El uso de contrafuertes para reforzar y fortalecer estructuras de construcción es de origen antiguo. Ya que se construyeron muchas represas de gravedad con secciones relativamente delgadas, se hizo posible establecer por estas construcciones que estas eran estables. Aun se pueden encontrar muchas de estas presas antiguas en la República Mexicana.

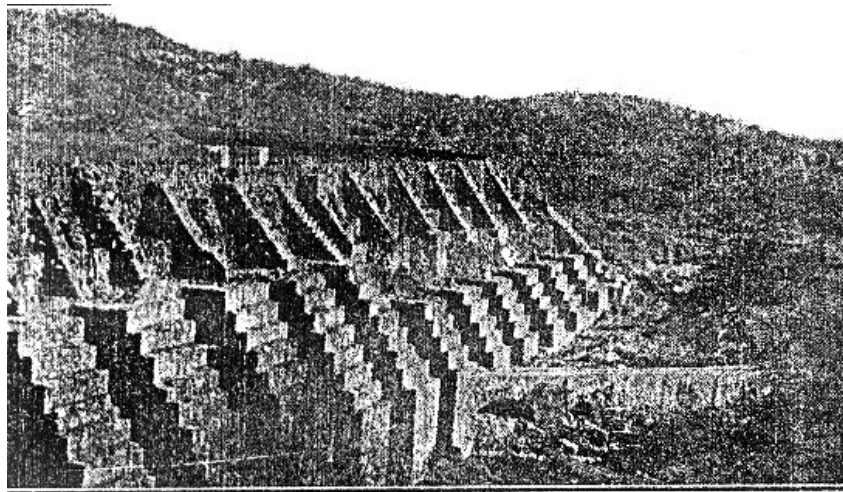


FIG. 1. Los Arcos Dam, Aguascalientes, Mexico.

Las presas en contrafuerte están constituidas por un paramento relativamente delgado, este es apoyado por contrafuertes de tal manera que este se afiance y se convierta en una verdadera acción estructural. Los Presas en contrafuerte son adaptables a la inundación así como a las condiciones secas. En estas Presas cuando hay inundación se guía el arroyo cayente. A continuación se muestran secciones estribadas típicas que forman parte de un estudio preliminar inédito para la construcción del dique Reclamación en Idaho. (1924).

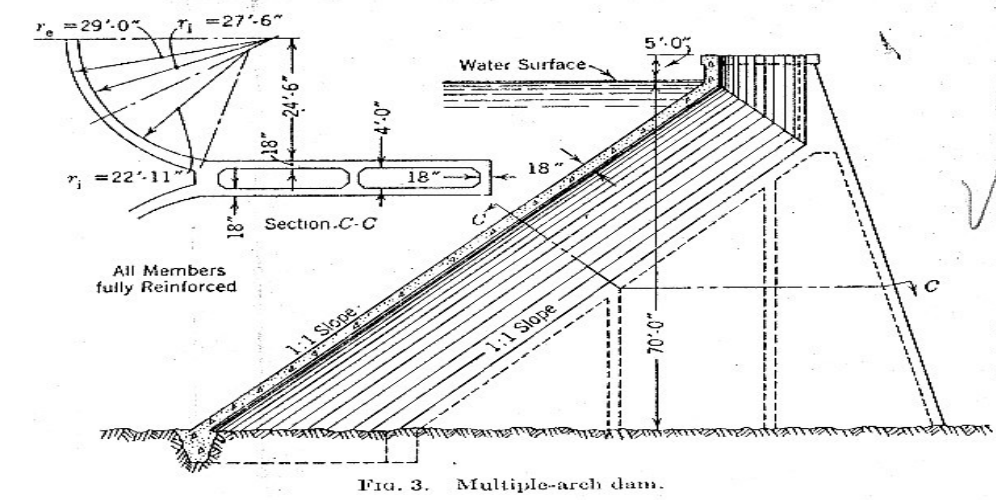


FIG. 3. Multiple-arch dam.

Debido al volumen pequeño de construcción, la cara del arroyo es inclinada para que una porción de la presión de agua pueda utilizarse para proporcionar un factor corredizo seguro. A continuación se ilustran cinco formas típicas de paramento.

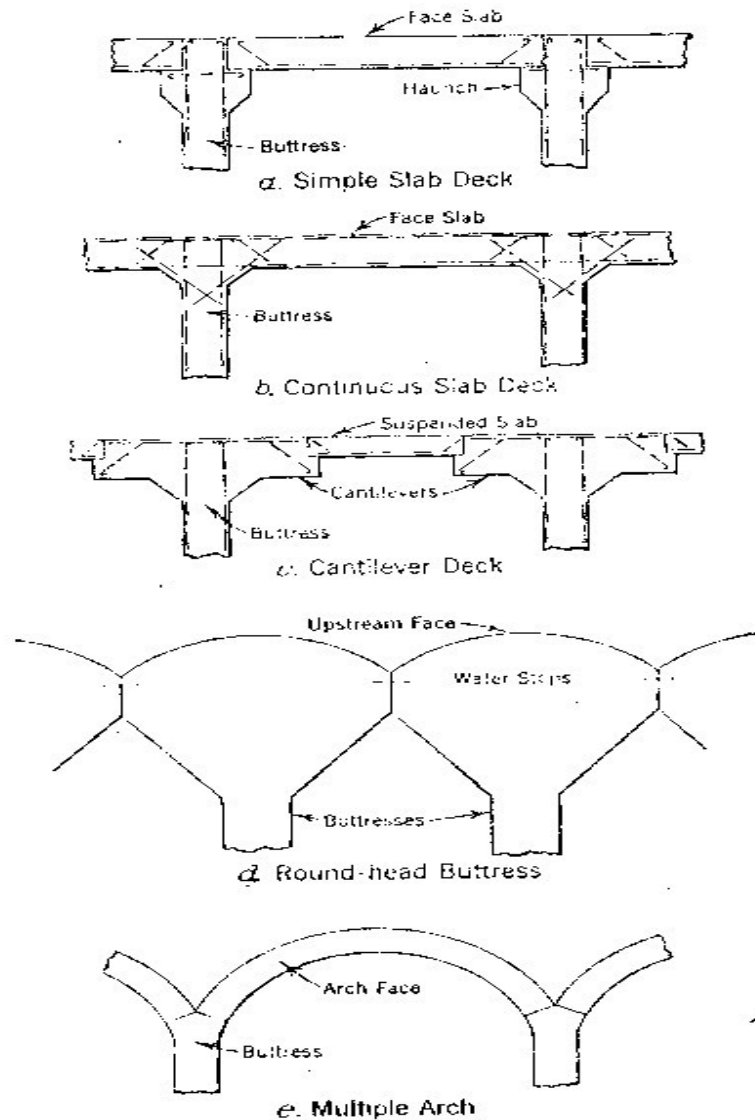


FIG. 4. Types of buttress dams.

De la figura anteriormente mostrada, el tipo de la viga simple, mostrado en el inciso (a), es aun, normalmente, el más utilizado. La acción de la viga tipo continua mostrada en el inciso (b) es incierto ya que existe mucha desigualdad de presiones en las cimentaciones. También, se exige que en las juntas se minimice el encogimiento debido a los efectos de temperatura. Los autores no conocen ningún uso real para el tipo de contrafuerte mostrado en el inciso (c).

El tipo del contrafuerte redondo mostrado en el inciso (d), fue propuesto por F. A. Noetzli aproximadamente en 1925. Las cabezas del contrafuerte se agrandan para abatir la anchura del palmo y las caras se encorvan, de tal manera que la presión de agua se transmite al contrafuerte en compresión. No se refuerzan las cabezas del contrafuerte. En el tipo del múltiple-arco mostrado en el inciso (e), la carga de agua es tomada por una serie de arcos inclinados que miden, por palmos, los espacios entre los contrafuertes. Los arcos se analizan según los principios establecidos. Si se encuentran tensiones se pueden utilizar tensores para refuerzo de la estructura.

FUERZAS EN PRESAS EN CONTRAFUERTE

Las Presas en contrafuerte están sujetas en sus cimentaciones de piedra a las mismas fuerzas a las que se encuentran afectadas otras presas, sólo que el componente descendente de la presión de agua es mayor y el levantamiento del agua de la cabeza, en el caso de cimentaciones de piedra es normalmente abandonado. Sin embargo, donde la piedra es responsable a presiones del levantamiento en costuras horizontales, las cimentaciones deben taladrarse para el desagüe. El levantamiento lleno de las colas siempre debe ser incluido.

Las cimentaciones de las presas en contrafuerte requirieren fundamentos previos de diseño, para resistir la carga de levantamiento.

Se considera también la presión del viento que es abandonada en otras presas, ya que puede merecer consideración, si un viento diagonal de velocidad alta puede alcanzar el lado bajo del arroyo. En contrafuertes delgados altos, tales presiones pueden aumentar el peligro de volteo. Porque el viento normalmente no puede golpear la cara del contrafuerte, una presión de 10 lb. por ft de sq encima de una anchura que no excede la distancia del claro entre los contrafuertes, debe estar segura. Para asegurar bien a los contrafuertes se pueden colocar doble-amurallados, para convertir las presiones de importancia en pequeñas.

FUERZA SÍSMICA PARA PRESAS EN CONTRAFUERTE

Las fuerzas sísmicas son computadas por las reglas establecidas en reglamentos. Las presas en contrafuerte de cabeza redonda son particularmente eficaces para restringir los efectos de esta fuerza, debido a que es un elemento de masa pequeña, la rigidez para las unidades individuales se empareja con la habilidad del dique en conjunto para rendir mejor y así despreciar los desplazamientos permanentes.

Para la estabilidad general, la dirección más desfavorable de movimiento para tales presas está horizontalmente al arroyo. La máxima fuerza de inercia de una construcción es para el movimiento normal a la cara. A las reglas definidas para el cómputo de presión de agua aumentada en la cara inclinada les está faltando. Las reglas aproximadas ya se establecieron.

La aceleración del cruce-arroyo es insignificante para las Presas recto-enfrentadas. Los contrafuertes de Unreinforced pueden necesitar verificarse para fuerza de la tabla bajo la carga lateral, pero los contrafuertes no pueden volcar indirecto.

Para las presas de múltiple-arco, el efecto de sismo más importante puede venir del movimiento transversal.

La fuerza que es el resultado de la inercia de la construcción en los barriles del arco se computa prontamente. A menos que los contrafuertes sean estables entre ellos o se aseguren firmemente contra el desplazamiento lateral, ellos deben sostenerse contra volteo indirecto por los arcos. Esto introduce una carga transversal aumentada, aplicado a las líneas primarias y transmitidas a los estribos por los arcos. La tensión resultante puede ser de magnitud apreciable. La carga es en bloques y computando las fuerzas exigidas para prevenir el volteo y procede paso a paso que se extiende hacia abajo de la cima.

El volumen pequeño de agua en los comederos encima de los malecones agrega a la construcción presión de agua aumentada con la aceleración del cruce-arrollo. Este efecto generalmente se ha ignorado, aunque no en el lado de seguridad.

ESPACIADO DE CONTRAFUERTE

El espacio de los contrafuertes es gobernado por economía. Si los palmos son cortos, las tablas de la cara o arcos pueden estar delgadas con un volumen pequeño de construcción. En una base de tensión de unidades siempre el espesor de los contrafuertes sería proporcional al palmo, y el espesor total para el dique sería constante. Las consideraciones prácticas evitan el uso de paredes muy delgadas; de más allá de ciertos límites del volumen de estos contrafuertes

individuales es constante, sin tener en cuenta el espaciamento. Los resultados son un límite económico más definido al espacio.

Muchos factores entran en la determinación de este límite. Dos estriban cada 2 ft el costo espeso más para construir que un contrafuerte de 4 ft de espesor. El costo de excavación y tratamiento de la cimentación también es mayor para dos contrafuertes delgados que para uno espeso. Para los palcos muy largos el costo de trabajo falso para el paramento puede ser tensiones altas, y secundarias en las caderas puede ser molesto.

El contrafuerte económico es el que se espacia conforme la altura del dique. Normalmente la altura es inconstante y da un espacio económico inconstante. El espacio inconstante normalmente es evitado por la adopción de una norma para el dique entero. Pueden usarse normas separadas para los estribos y la porción central del dique si deseó, pero ésta no es la práctica usual.

DISEÑO DE LOS CONTRAFUERTE

Se analizan contrafuertes para todos los tipos del dique para estabilizar de una manera similar a lo usado para los Presas de gravedad. El elemento del diseño, en lugar de ser una rodaja de espesor de la unidad, se toma como un tablero lleno.

Además de reunir los requisitos de estabilidad para las Presas de gravedad, el contrafuerte debe conformar las reglas del diseño para los miembros de concreto estructurales. Los contrafuertes pueden ser considerados como vigas de hormigón verticales de cruce-sección inconstante. La anchura y el espesor pueden variar. La anchura debe ser eficaz evitar condensación excesiva en la baja cara del arroyo.

Como en todas las vigas las tensiones del torcimiento simples son más pequeñas para una área cruce particular dada si es el contrafuerte se hace ancho y delgado. Sin embargo, si es demasiado delgado, el fracaso puede ocurrir abrochando.

Se considera que ellos están llevando paredes en lugar de las vigas para arreglar el espesor requerido de contrafuertes para prevenir abrochando, el mínimo permitió al ser grueso igual que las columnas. Según el "Comité de la Juntura", el informe en "Recomendó Práctica y las Características técnicas Normales para el Hormigón y el Hormigón Reforzado", una reducción en tensión debe hacerse donde la longitud sin apoyo excede diez veces el espesor,

Es usual reducir la longitud sin apoyo por medio de los pavoneos o aumentar la anchura de la cara de condensación agregando una sección de la pestaña. Los dos de estos dispositivos se ilustran en Fig. 2 y los dos pueden usarse.

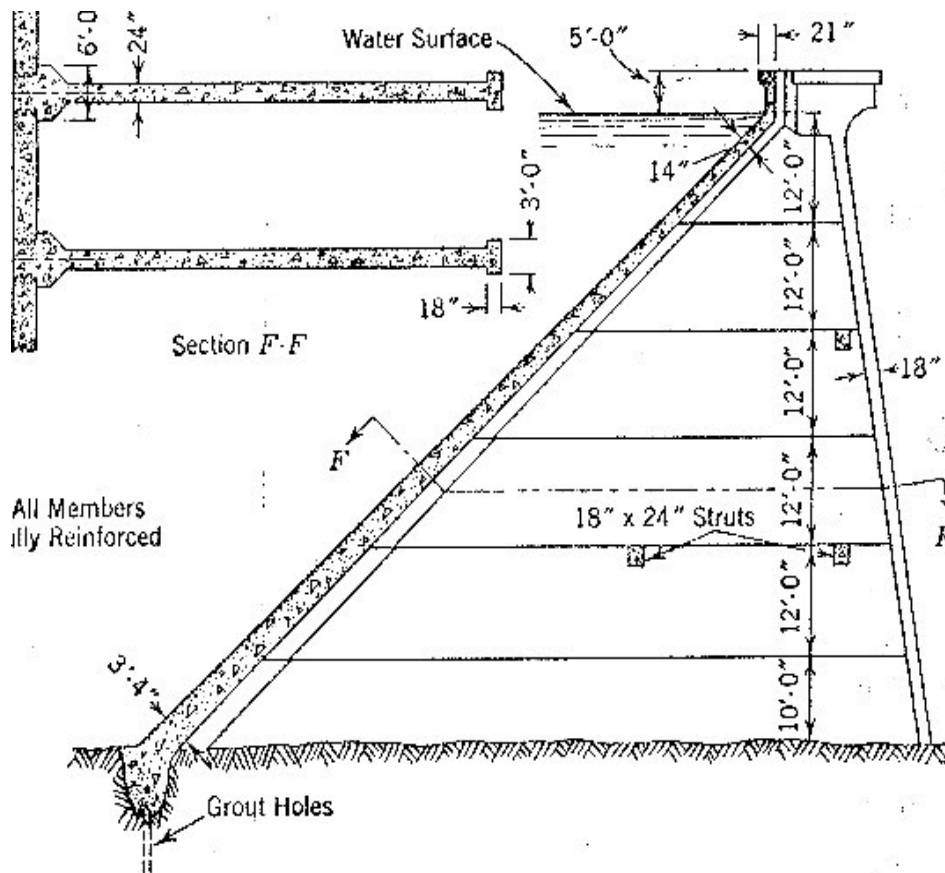


FIG. 2. Slab and buttress dam.

En presas altas, pueden agregarse pestañas adicionales o pilastras a lo largo de la anchura del contrafuerte, o en lugar de además de los pavoneos. El Dique Florence Lago, en California mostrada en la Fig. 5, ilustra el uso de pilastras. Allí no se establecen reglas para las dimensiones o espaciado de pilastras y pavoneos. Sin embargo, la longitud sin apoyo en las porciones muy enfatizadas del contrafuerte no debe exceder diez veces el espesor eficaz. A otros lugares la longitud sin apoyo puede aumentarse a 15, con tal de que la tensión no es más de 50 % de tensiones permitidas.

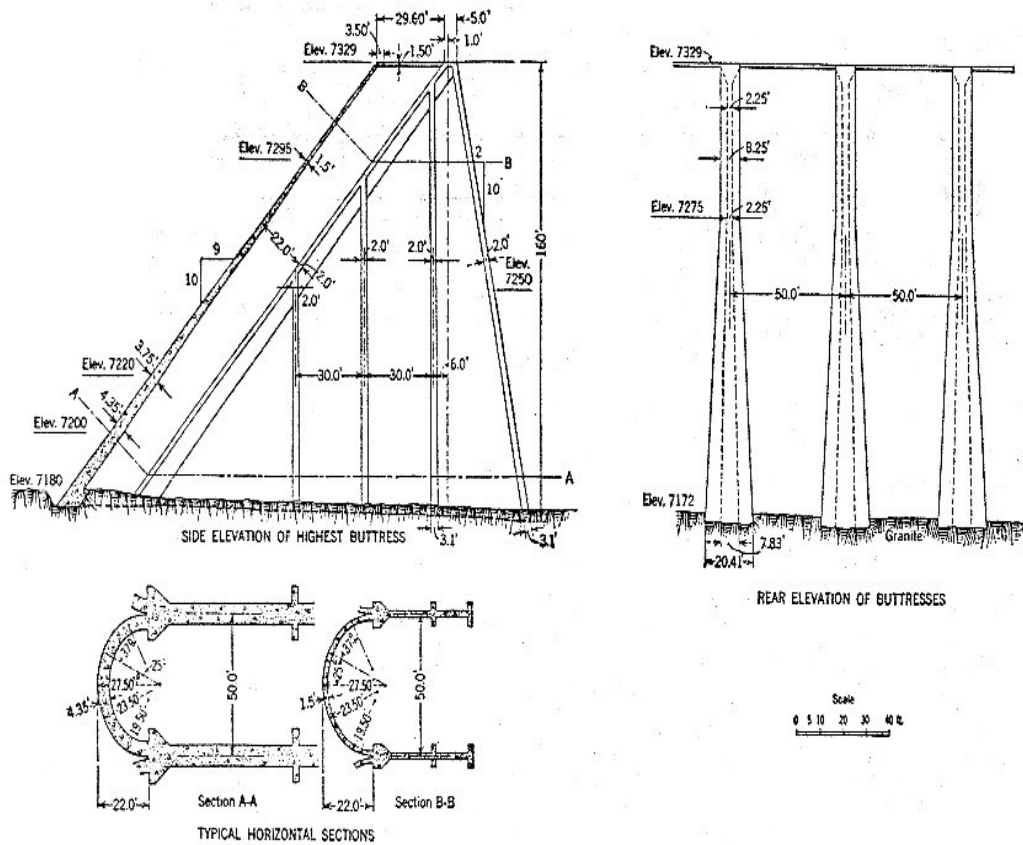


FIG. 5. Florence Lake Dam.

El refuerzo en los pavoneos es normalmente continuo a través de por lo menos tres bahías, pero en algunos casos se ha llevado continuamente a lo largo de la estructura, sin efectos deletéreos de la reducción. Los pavoneos deben terminar sólidamente contra los estribos, Las juntas horizontales de la construcción de los contrafuertes deben estar factibles en la elevación de pavoneos.

En las presas de arcos múltiples, donde el palmo económico es normalmente mayor que para otros tipos estribados, la necesidad para los pavoneos y pilastras puede ser eliminada usando doble pared o los contrafuertes sin sustancia, cada establo dentro de sí mismo. Este tipo, propuesto por Noetzli en 1924, se ha usado en varias Presas.

Un sistema de pared delgado y pavoneos entre los tejidos asegura una unidad de acción. Un contrafuerte de este tipo puede hacerse seguro contra abrochar sin el recurso para anhelar pavoneos entre los contrafuertes. Los contrafuertes dobles amurallados tienen una ventaja distinta acerca de la apariencia, particularmente en presas altas. Un tratamiento arquitectónico de los contrafuertes y la cima de los arcos, se reproduce en la Fig. 6.

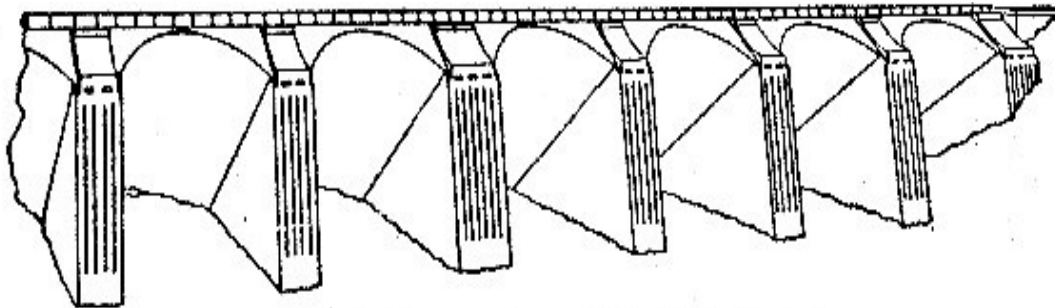


FIG. 6; Architectural use of double buttresses.

TENSIONES DE LA VIGA EN CONTRAFUERTE

Se analizan las fuerzas horizontales y verticales y los momentos en los contrafuertes, en cuanto a las presas de gravedad. La junta entre el paramento y los contrafuertes son suficientemente ásperos para que el paramento siga al contrafuerte en caso de volcar; el peso lleno del paramento y de todas las otras partes del dique sobre cualquier sección analizada es incluido con las fuerzas descendentes.

Se muestran ejemplos de conexiones de los contrafuertes en la tabla alternativa. Para engalane monolítico y estribe, y porque realmente los arcos múltiples ataron a los contrafuertes, el contrafuerte y un medio palmo de engalane en cada acto lateral como una viga T.

En el tipo de la tabla simple, la acción de la viga T se da algo incierto a través de fuerza equivalente reducida a lo largo de la junta entre la tabla y el contrafuerte. Sin embargo, se asume que la fricción sostiene la tabla contra movimiento en esta junta, y no es irrazonable asumir acción monolítica.

También, debido a la excentricidad aumentada de las cargas verticales, las condensaciones del máximo enfatizan en el contrafuerte al que ocurre el baje cara del arroyo, es mayor para la combinación de viga T de contrafuerte-tabla que para el contrafuerte exclusivamente. La marcha atrás es igual a la cara del arroyo, pero en la condensación del contrafuerte no hay crítico, de esta manera en el lado de seguridad es conveniente asumir la acción de la unidad. Si hay cualquier posibilidad de una tensión crítica en el hormigón del arroyo en el contrafuerte, la condición del contrafuerte solo debe investigarse como en viga T estructural, solo el tejido (contrafuerte) se asume que se resiste esquila.

Con el hormigón engalane, los suspendieron engalanan se excluye analizando tensiones del contrafuerte. Porque se tratan contrafuertes de cabeza redonda y cabeza del contrafuerte como una unidad.

Se asumen que las presiones de la unidad verticales sean distribuidas linealmente, en cuanto a las presas de gravedad. Se encontrarán reglas por analizar el momento de inercia para las secciones irregulares en trabajos mecánicos.

El P_n de presión normal a la cara del arroyo la presión de agua, en cuanto a un dique sólido, está. Pueden analizarse las tensiones esquilando las tensiones principales a los puntos inferiores según principios discutidos. Debido a la complejidad de forma y acción, la pertinencia de las asunciones ordinarias de distribución de tensión a los contrafuertes está más incierta que en el caso de secciones de gravedad. Sin embargo, ellos dan una idea general de acción del contrafuerte. Cualquier incertidumbre está absorbida en el factor de seguridad usado para tensiones.

En casos especialmente importantes, el recurso puede tenerse en el modelo de estudio.

Hay una fuerza normal intensificada a lo largo de la unión entre el contrafuerte y el contrafuerte encabeza el paramento. La tensión principal a lo largo de la unión puede asumirse a tener fuerza "normal", la presión como una aproximación, debido a la carga del tablero y el componente normal del peso del paramento y cabeza del contrafuerte. Esta tensión aproximada normalmente estará menos que la verdadera tensión principal por un porcentaje pequeño que puede asumirse que es absorbido por el factor de seguridad. Si la tensión analizara este acercamiento de la manera de punto de peligro, el análisis de tensión interior puede hacerse.

El resultante debe localizarse, así que la P_i será positiva aunque P_n y $\tan^2 \Phi$, tienen valores apreciables. Esto es cumplido por ajuste de la anchura del contrafuerte. De hecho, el resultante normalmente puede hacerse caer casi en el centro de gravedad del contrafuerte y puede aproximarse así una distribución uniforme de presiones verticales.

INCLINACIÓN DE LAS CARAS DEL CONTRAFUERTE

La cara del arroyo de un dique estribado se inclina para proporcionar a la carga de agua vertical exigida una cierta estabilidad. La cara baja del arroyo solo se inclina, como se exige, para proporcionar una anchura del contrafuerte adecuada. En la mayoría de presas existentes, la inclinación del arroyo es $\tan \Phi$, y los rangos de 1.00 a 0.70 aproximadamente. Esta fórmula empírica satisface los requisitos de una estabilidad económica.

Cerca de la cima del dique la cara normalmente puede ser inclinada que las elevaciones más bajas, porque la anchura de la cima es mayor que la que se necesita para la estabilidad, y la cantidad de construcción puede ser reducida usando una inclinación inconstante para la cara de agua. Este principio se ha utilizado en algunas presas, pero en la práctica generalmente se usa una recta en la cara del arroyo excepto, para un alzamiento vertical corto en la parada.

EL ENCOGIMIENTO Y REFUERZO DEL CONTRAFUERTE

La solidificación que sufren los contrafuertes en todas las otras estructuras están sujetos a encogimiento. La base del contrafuerte se previene de encogimiento a causa del contacto con la cimentación, particularmente cuando es piedra. Como resultado, los crujiados de encogimiento vertical o inclinado se tienden a formar en los contrafuertes.

Este crujiar se observa en muchas presas, normalmente las corridas más o menos en la dirección de las fuerzas de tensión principal mínima, aunque al parecer no específicamente relacionado a enfatizar cargas. Si semejante crujiado debe asumir una dirección desventajosa, debilitaría el contrafuerte. Los crujiados pueden evitarse o pueden ser controlados por medio de refuerzos, por juntas de reducción, o por una combinación de estos medios.

El uso de juntas de reducción se ilustra en Fig. 7 que muestra un contrafuerte del Dique Grande Dalton, California. Este estribo se refuerza, y parte del acero es anclado a través de las juntas y que sin ninguna duda influye en su efectividad. Ningún agrietamiento apreciable se ha observado. Se usaron juntas similares en el Dique Possum Reino.

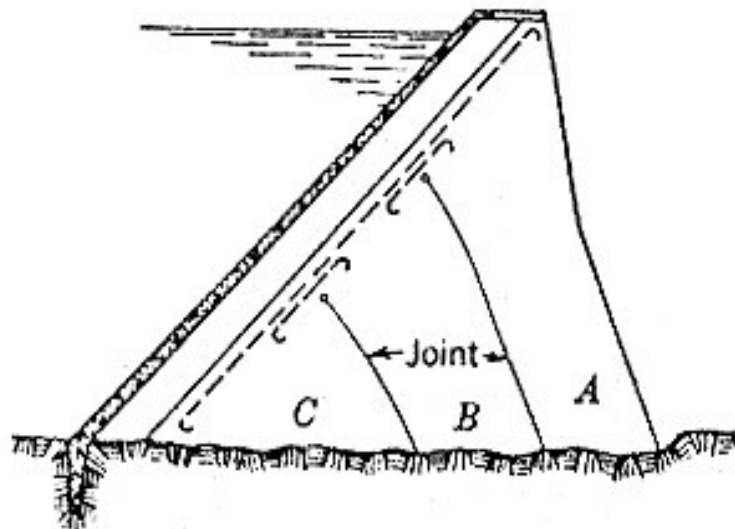


FIG. 7. Big Dalton Dam.

Los contrafuertes se construyeron en columnas verticales, separados por huecos rellenos después de que la porción principal del contrafuerte se ha encogido.

CONTRAFUERTE DE FUERZA UNIFORME

Schorer ha sugerido que deban formarse contrafuertes, tales que estos absorban la tensión principal, además requiere tener fuerzas para el límite aceptable de condensación, y el segundo será de tensión principal a todos los puntos. Como se ilustra en la Fig. 8.

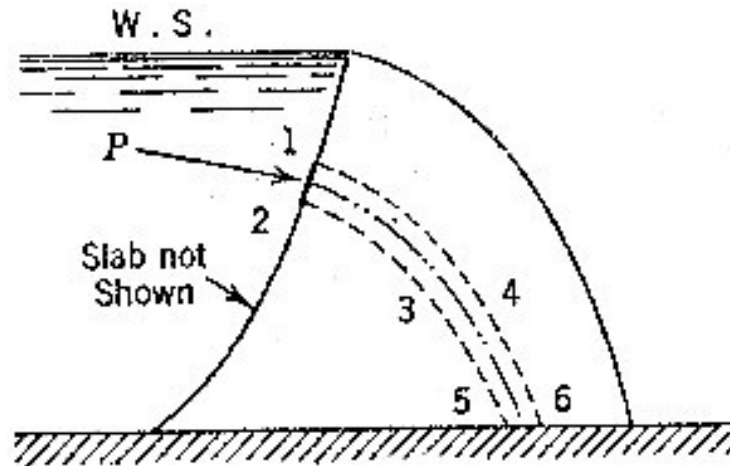


FIG. 8. Buttress of uniform strength.

Se asume que cualquier porción pequeña de cara, 1-2, es apoyada por una columna encorvada, 1-2-3-4-5-6 que constituyen parte del contrafuerte. La curvatura de la línea del centro de las columnas encontradas combinando elementos de peso con la fuerza P , es posible analizar la forma de la curva y el área de la columna para el segmento de la cara, 1-2, y para otros segmentos similares.

Pueden ajustarse las anchuras y espesor de las "columnas" al producto un contrafuerte continuo que puede verterse monóticamente o con juntas que siguen "columna" teórica los límites. El espesor, por supuesto, es inconstante. Schorer presenta ecuaciones y curvas para el uso en análisis.

Este ejemplo se presenta debido a su valor ilustrando la acción del contrafuerte. Hasta ahora lo que los especialistas saben es que ningún dique que utiliza este principio se ha construido. Como se ilustró en Fig. 8, las columnas separadas estarían en equilibrio exacto con la carga máxima y por consiguiente tendrían un factor de seguridad contra volteo único. Esto necesitaría ser remediado en un diseño real haciendo que el peso de cada columna exceda su valor teórico por un factor de seguridad.

LA CONEXIÓN DEL PARAMENTO CON LA CIMENTACION

Se debe tener un cuidado particular con la conexión del paramento de un dique estribado con la piedra de la cimentación. Una conexión firme contra el goteo bajo presión alta debe afianzarse en una distancia relativamente corta. Normalmente una trinchera para atajo del sonido se excava en la piedra. Las hendiduras están cerradas por lechada u otros medios. Las hendiduras importantes pueden necesitar ser limpiadas por fuera y pueden recambiar con hormigón. Al Dique de Rodríguez en Baja California, México, se excavo a una profundidad de 300 ft y recambió con hormigón, en forma similar pero mucho menos extenso que el tratamiento que frecuentemente se requiere.

El paramento puede hacerse monolítico con el atajo o también pueden hacer uniones a él de manera satisfactoria. La junta debe ser firme bajo todas las condiciones de deformación. Para las presas de arcos múltiples, el efecto de refrenamiento de la cimentación en acción del arco normal debe ser considerado.

Las presas de contrafuertes son semejantes en muchos aspectos a las presas de gravedad. Cada elemento con contrafuerte actúa como viga volada soportando la carga del agua con parámetros de diferentes formas. En general el parámetro clasifica el tipo de presa. Estos son: de arcos múltiples, de losas sin nervaduras, de cúpulas múltiples, de cabeza redonda, de cabeza de diamante, contrafuertes de viga volada.

Las presas de contrafuertes necesitan comúnmente de 30 a 40 por ciento menos concreto que presas equivalentes de gravedad. Sin embargo, la reducción en costo se contrarresta en parte por el costo de los moldes, y en algunos proyectos la necesidad de refuerzo. Las losas sin nervaduras, los arcos delgados y las cúpulas requieren acero de refuerzo. Los contrafuertes de gran masa con cabeza redonda o en diamante eliminan la necesidad del acero llevando la carga del agua a producir compresión directa de todos los miembros de la cimentación.

Las presas de contrafuertes requieren más moldes que las presas tradicionales de gravedad de concreto. Sin embargo, las presas de contrafuertes de gran masa tienen algunos detalles que las hacen atractivas para ciertos lugares. La escasez de tierra buena o de materiales para enrocamiento, lo remoto del lugar, la necesidad de vertedores de concreto, bajo costo de la mano de obra, el uso repetido de los moldes y pocos problemas con el control de la temperatura son factores que favorecen las presas de contrafuertes. Además, los contrafuertes de cabeza de gran masa pueden construirse con técnicas parecidas a las empleadas en las presas de concreto de gravedad. Con esto se ha probado a algunos moldes es sólo de 1 a 3 por ciento mayor que el costo del molde en una presa de concreto de gravedad. En estos casos, la economía de material son verdaderas reducciones de costo.

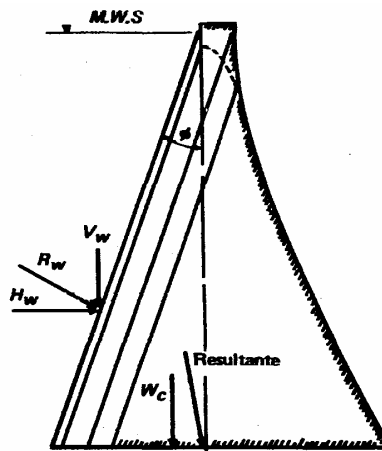
La roca se prefiere como material de cimentación para cualquier presa, pero casi cualquier lugar resulta adecuado para las presas de contrafuertes. Las cimentaciones blandas pueden usarse en presas bajas siempre que se dé atención especial a las filtraciones. Las presas de contrafuertes pueden construirse con mayor facilidad en los lugares con atraques inclinados gradualmente, que en los lugares de cañones con coladeras muy inclinadas. La flexibilidad de los contrafuertes permite alineamientos rectos, curvos, o en ángulo, para aprovechar mejor las condiciones de la cimentación.

FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL PROYECTO

Las presas de contrafuertes de paramento indinado utilizan la carga del agua que obra en él como fuerza estabilizadora. La inclinación del paramento mojado está controlada por las relaciones entre los requisitos de estabilidad y las intensidades de las presiones en la cimentación. Una inclinación de 45° tiene gran estabilidad y un bajo coeficiente de deslizamiento.

Las fuerzas principales se ilustran a continuación. La resultante de la carga del agua, R_w , que actúa normalmente al paramento, se descompone en sus componentes horizontal y vertical. La componente horizontal del agua, H_w , produce un momento de vuelco con relación al talón de aguas abajo de la presa. La componente vertical del agua, V_w , produce un momento rectificador o estabilizador. Además, el peso del concreto proporciona un momento estabilizador que resiste el vuelco. La suma de momentos (incluyendo hielo, azolve, agua de descarga y fuerzas sísmicas) determinan la estabilidad de la presa contra vuelco. Para otras cimentaciones que no sean a base de una losa corrida, usualmente se ignoran las fuerzas de la supresión.

Aun en las cimentaciones de losa corrida o en las zapatas aisladas de gran masa, deben construirse drenes que reducirán la supresión. Solamente cuando los materiales de la cimentación son permeables, como la arena, la supresión es importante en los cálculos del proyecto.



FUERZAS PRINCIPALES QUE OBRAN EN UNA PRESA DE CONTRAFUERTE CON CABEZA DE GRAN MASA.

La estabilidad contra vuelco, esfuerzos excesivos y deslizamiento se determina en la forma tradicional. Rara vez es decisiva la estabilidad contra vuelco en el proyecto, ya que la resultante de todas las fuerzas casi siempre pasa cerca del centro de gravedad de la sección de la base, que normalmente queda aguas arriba del eje de la presa. Los valores excesivos de los esfuerzos se evitan reforzando con acero las losas sin nervaduras y los arcos múltiples delgados. En las estructuras con cabezas de gran masa, los esfuerzos se mantienen dentro de los máximos admisibles de 70 kg/cm^2 a la compresión y 10.5 kg/cm^2 a la tensión.

Disminuyendo la inclinación del paramento mojado de la presa se aumenta la resistencia al deslizamiento. Se consideran adecuados los coeficientes de deslizamiento de 0.3 a 0.5 para contrafuertes en cimentaciones blandas. Por otra parte, un proyecto en que quede bien anclada la presa en buena roca, es seguro con coeficientes de deslizamiento hasta de 0.9.

La separación entre contrafuertes, el tipo de paramento, los taludes de aguas arriba y de aguas abajo, espesor de los contrafuertes, espesor de las losas, tipo de juntas, cimentación, y contra de la temperatura de fraguado del concreto son factores que deben considerarse en el proyecto. Muchos de estos elementos afectan la economía. Una separación grande entre contrafuertes requiere arcos o losas sin nervaduras con mucho refuerzo. Los estudios hechos por el U. S. Bureau of Reclamation indican que en las presas de arcos múltiples una separación entre contrafuertes de 15 a 18 m es la más económica. Sin embargo, para el proyecto de presas de tipo Ambursen o de losas sin nervaduras de 15 a 30 m de altura, la separación de los contrafuertes debe ser de 4.6 a 6.10m.

El espesor T , de los contrafuertes con cabeza de gran masa depende principalmente de dos elementos: de la separación entre contrafuertes, S , y altura de los mismos, H . Se acepta como norma que la relación H/T no debe ser mayor de 12 para los contrafuertes de una sola pared sin apoyo. Se han usado relaciones mayores cuando se usa arriostramiento lateral. Se han construido muchísimas presas con la relación de S/T entre 2 y 3. Los valores mayores caracterizan las presas con contrafuertes más esbeltos.

Para los esfuerzos de tensión en las losas sin nervaduras, en los arcos múltiples y en las cúpulas se requiere refuerzo de acero. El efecto de viga en las losas sin nervaduras impide grandes separaciones entre contrafuertes. En los arcos y cúpulas, el tipo de transferencia de cargas del paramento al contrafuerte permite separaciones relativamente grandes entre contrafuertes sin que se produzcan esfuerzos de tensión excesivos, ni que sea necesario el

uso de acero. Las cabezas de gran masa transmiten la carga del agua a los contrafuertes sin inducir esfuerzos de tensión.

Los taludes de los paramentos mojado y seco se eligen de manera que la longitud horizontal de la base en todas las elevaciones mantenga la estabilidad y los esfuerzos dentro de límites admisibles. Las longitudes de las bases varían de 1.0 a 1.5 veces la profundidad del agua.

Las juntas entre dos contrafuertes de cabeza de gran masa son equivalentes a juntas de contracción entre los bloques de las presas sólidas de gravedad. Las juntas deben ser impermeables pero deben permitir el funcionamiento independiente entre contrafuertes adyacentes. Los detalles del proyecto de las juntas son más complejos para los paramentos formados por arcos y losas sin nervaduras, ya que deben evitarse las concentraciones locales de esfuerzos tanto como sea posible.

El control de la temperatura durante la construcción rara vez constituye un problema en el proyecto de los contrafuertes. Lo relativamente delgado de las secciones permite que el calor de hidratación se disipe rápidamente. Controlando la rapidez y la secuencia de las operaciones de construcción, el exceso de calor se dispersa sin tornar las medidas especiales que se requieren en las presas de gravedad de concreto. Las alturas de las coladas en las losas y en los cuerpos de los contrafuertes pueden ser mayores si se mantiene el control adecuado de la temperatura.

Se han hecho análisis de cargas y esfuerzos para los diferentes tipos de contrafuertes. Se hace un anteproyecto general usando los límites básicos de diseño que se acaban de mencionar. Con los cálculos subsecuentes se determina la estabilidad estructural contra vuelco y deslizamiento.

Las presiones en la cimentación, y esfuerzos internos. Los programas para computadora ayudan a hacer estos cálculos matemáticos.

Lógicamente(aunque no históricamente), las presas de contrafuerte surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, como una oposición al “desperdicio” de la resistencia del material de construcción que se hace en éstas últimas, en efecto, los esfuerzos de compresión a que se ve sometido el concreto de una presa de gravedad son generalmente muy inferiores a los que podría soportar; esto se debe al efecto estabilizante necesario que proporciona el peso del concreto, para no tener la presencia de tensiones (tracciones) inadmisibles.

Una presa de contrafuertes obliga al concreto a trabajar a mayores esfuerzos reduciendo su volumen, podría cuestionarse ¿cómo se logra su estabilidad?, muy fácil, por un lado al reducirse el volumen mediante la reducción de su área de apoyo (disponiendo huecos convenientemente elegidos) se aminora en gran parte la supresión, por otra parte al inclinar su parámetro aguas arriba,

aprovecha el peso del agua sobre él para dar estabilidad; tal como se muestra a continuación.

ESTABILIDAD DE UNA PRESA DE CONTRAFUERTE

Ya se dijo que suprimir la supresión y aprovechar el peso del agua para dar estabilidad son los dos factores que justifican a las presas de contrafuertes, analicemos su estabilidad.

Sea una presa de gravedad (representada por un triángulo), ya se vio que si existe supresión, el talud debe ser $0.845:1$, si se considera una sección de grueso B , tendríamos un volumen $V_1 = 0.423 BH^2$.

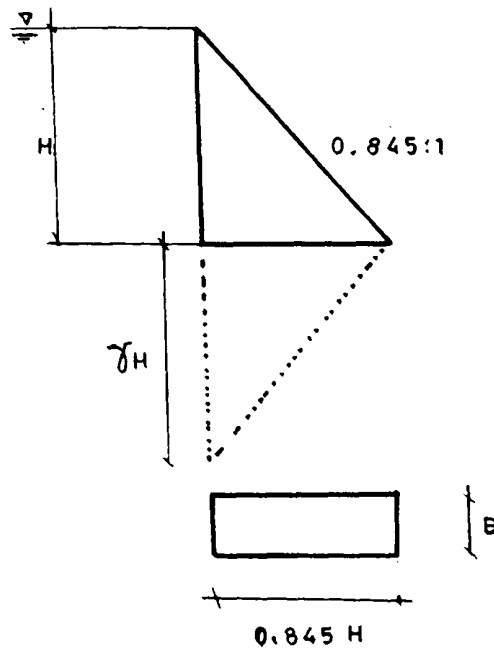


Diagrama para una presa de gravedad con supresión

Si anulamos la supresión, ya vimos que el talud debería ser $0.642: 1$, para el mismo grueso B , tendríamos un volumen $V_2 = 0.321 BH^2 = 15.8 \%$ de V_1 .

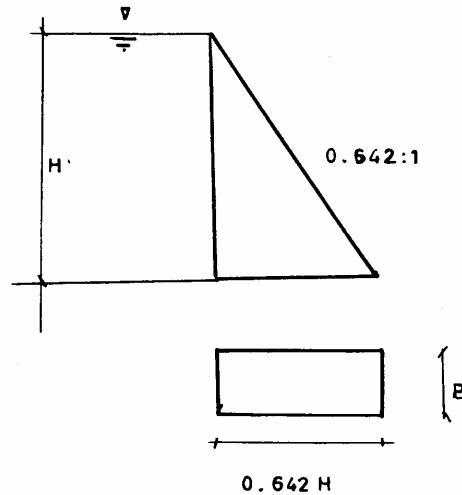
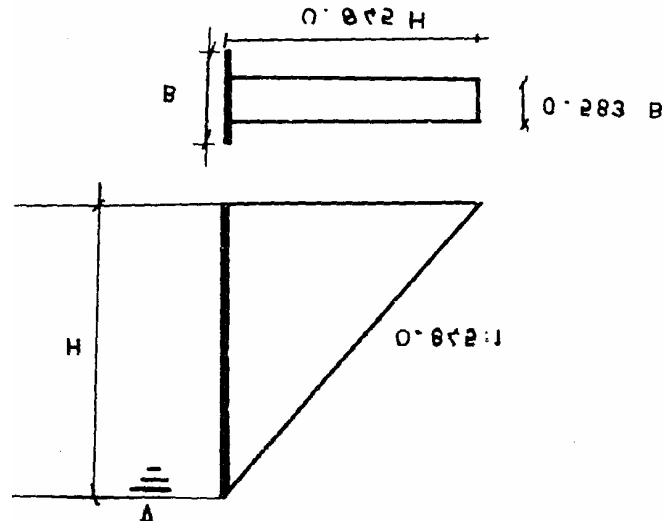


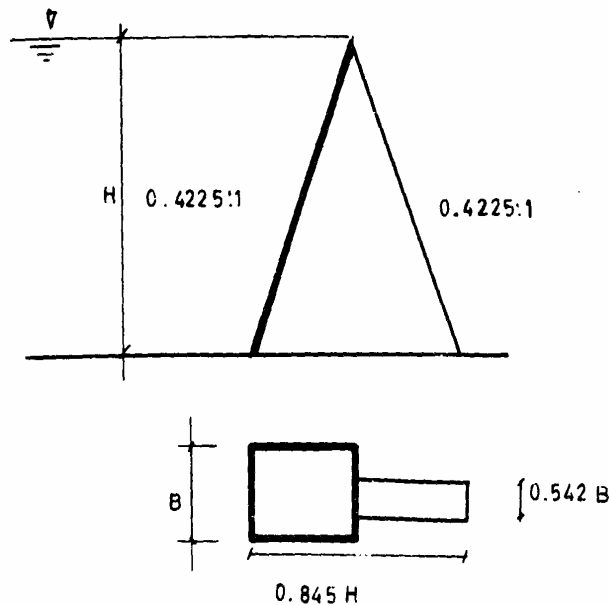
DIAGRAMA PARA UNA PRESA DE GRAVEDAD SIN SUPRESIÓN

Volvamos al primer caso con $B = 0.485$, si pudiéramos suprimir la supresión, dejando el mismo talud y suponiendo despreciable el peso de la cubierta, el grueso del contrafuerte que nos garantiza estabilidad sin tensiones, es 58.3% de V_1 .



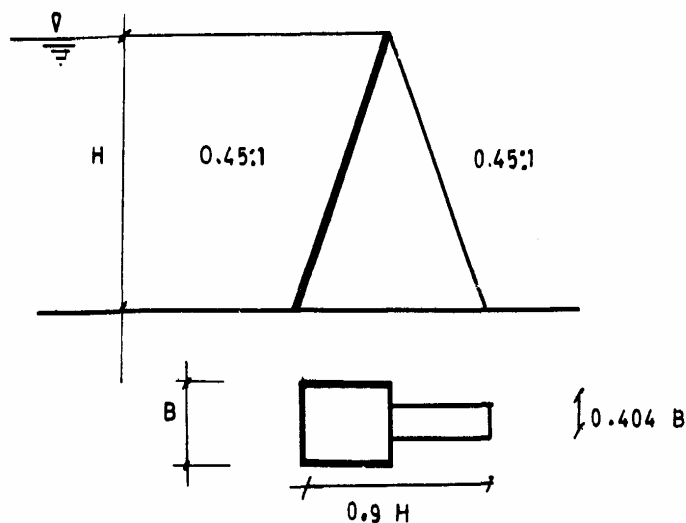
GRUESO DE UN CONTRAFUERTE, SUPRIMIDA LA SUPRESIÓN

Ahora inclinemos el paramento aguas arriba hasta que se iguale con el talud aguas abajo, sin cambiar el ancho de la base, el grueso del contrafuerte se reducirá a $0.542 B$ y su volumen será $V_4 = 0.229 BH^2 = 54.2 \% \text{ de } V_1$.



GRUESO DE UN CONTRAFUERTE, PARA PARAMENTOS CON EL MISMO TALUD

Si aumentamos la base a $0.9 H$, el ancho del contrafuerte se reduce a $0.404 B$, y el volumen $V_5 = 0.182 BH^2 = 43 \% \text{ de } V_1$, según este planteamiento, podríamos incluso eliminar el grueso por evidentes causas, y el grueso será terminado como veremos mas adelante.



GRUESO DE UN CONTRAFUERTE PARA BASE 0.9 H

Las cargas que actúan en una presa de contrafuertes son las mismas que consideramos para una presa de gravedad:

- Hidrostático.
- Empuje de azolves.
- Peso propio.
- Supresión.
- Empuje Hielo.
- Sismo.

Para cálculo no se consideran secciones de espesor unitario, sino que se hace para cada elemento(o bloque).

Se deberá garantizar el no volteamiento y el no deslizamiento, el factor de seguridad al volteamiento debe ser mayor de 2, lo que equivale, aproximadamente, a no admitir tensiones en el talón. Para cumplir con el requisito de no-deslizamiento, generalmente se considera que la suma de fuerzas horizontales H no sea mayor que el 75 % de la suma de fuerzas verticales, o se utiliza el criterio del coeficiente de fricción-cortante (F.C.) comentado al tratar de las presas gravedad.

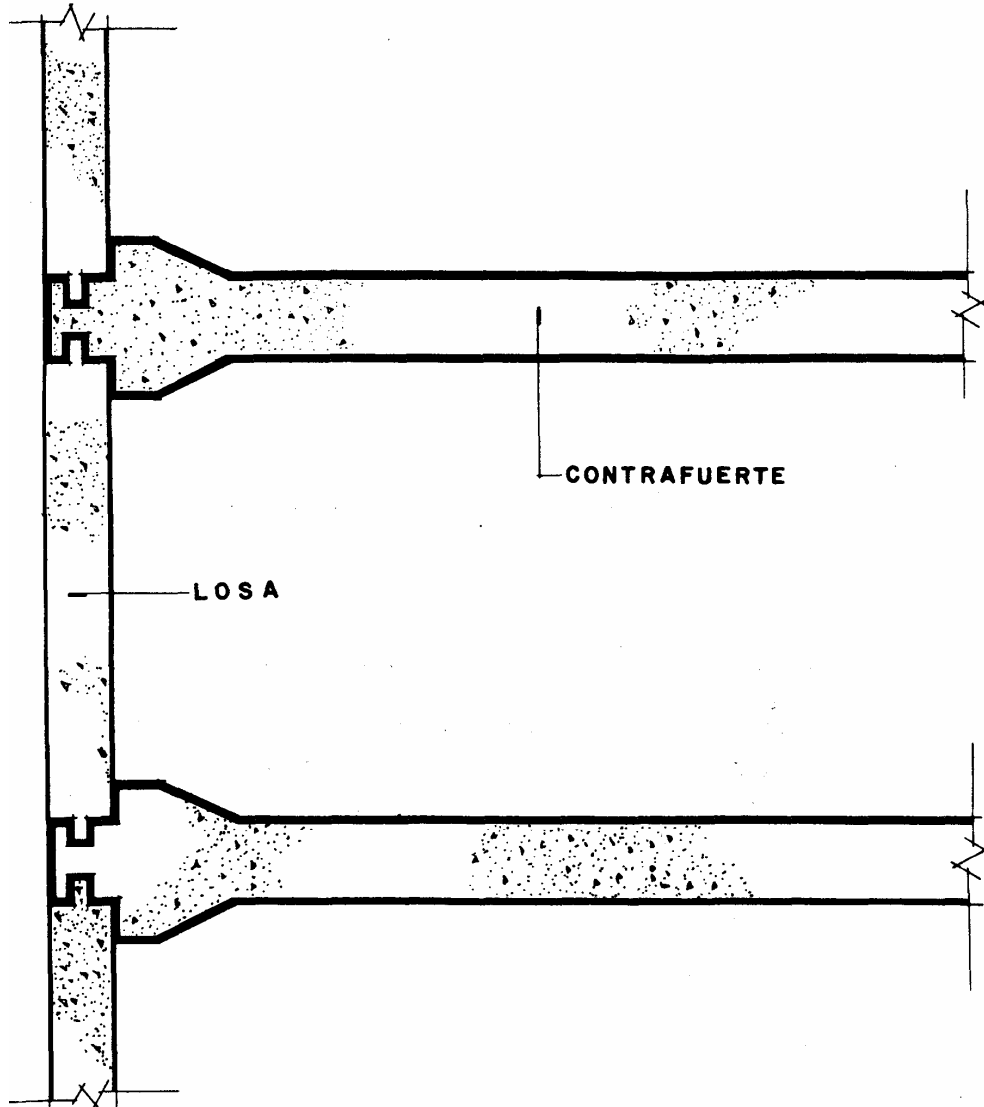
CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE CONTRAFUERTES

Esta clasificación está basada en el tipo de cubierta aguas arriba, así tenemos:

- a) Cortinas tipo Ambursen (losas planas).
- b) Cortinas de Arcos múltiples
- c) Cortinas de machones masivos (Noetzli)
- d) Cortinas de gravedad aligerada o tipo Marcello.

PRESAS DE CONTRAFUERTE TIPO AMBURSEN

Este tipo de cortinas, están formados por losas planas, que se apoyan sobre los contrafuertes.

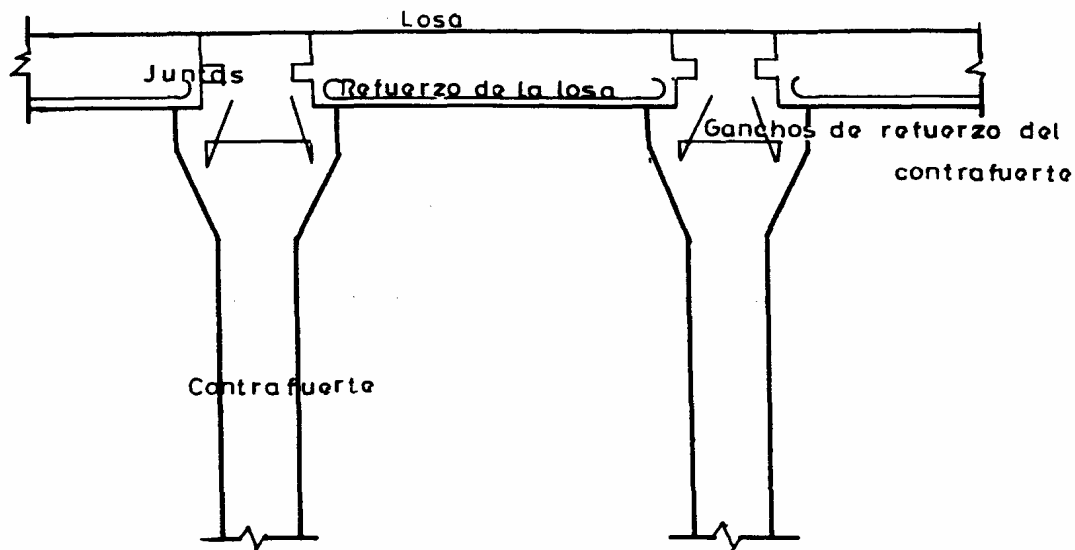


PRESA TIPO AMBURSEN

El espaciamiento de los contrafuertes varía con la altura de la presa, los contrafuertes con espaciamentos muy cerrados pueden ser menos masivos, y las losas delgadas, pero se necesita más cantidad de obra falsa y cimbra. El mejor espaciamiento de Contrafuertes es el que da el costo mínimo.

El cálculo de la losa se hace tomando en cuenta que se apoya libremente (articulación) sobre los contrafuertes, éstos se hace con el objeto de que trabajen independientemente y no haya transmisión de esfuerzos. La junta entre

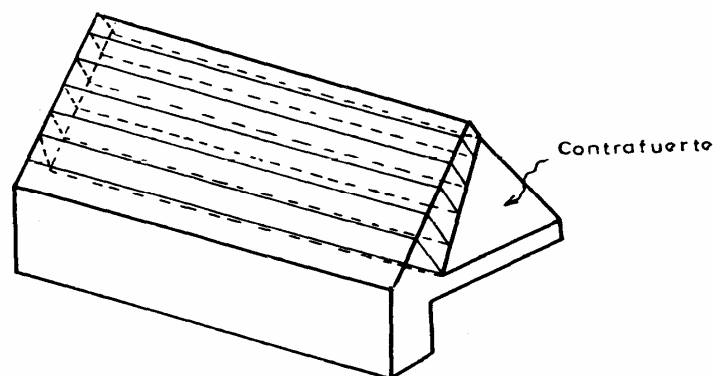
la losa y el contrafuerte se llena con asfalto o con algún compuesto para juntas flexibles.



SISTEMA DE JUNTAS ENTRE LA LOSA Y EL CONTRAFUERTE

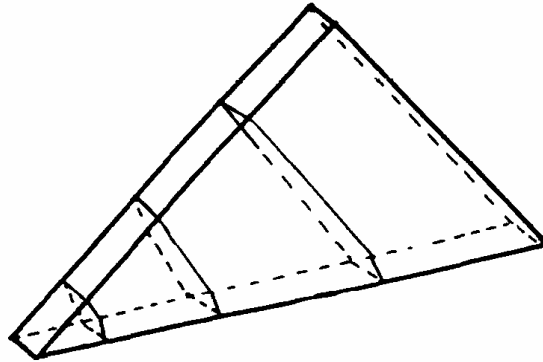
Este tipo de presas son construídas en valles amplios donde se necesita una presa amplia; si la cimentación no fuera buena, se adaptarían zapatas amplias, aunque esto puede incrementar la supresión.

En estudios preliminares, es común considerar que la losa consiste en una serie de vigas paralelas que trabajan independientemente una de la otra, como las vigas están simplemente apoyadas se calculan por los métodos normales de diseño de concreto reforzado. El espesor de la viga y la cantidad de refuerzo aumentan con la profundidad abajo del agua.



LOSA CONSIDERADA QUE TRABAJA COMO UNA SERIE DE VIGAS QUE CORREN ENTRE LOS CONTRAFUERTE

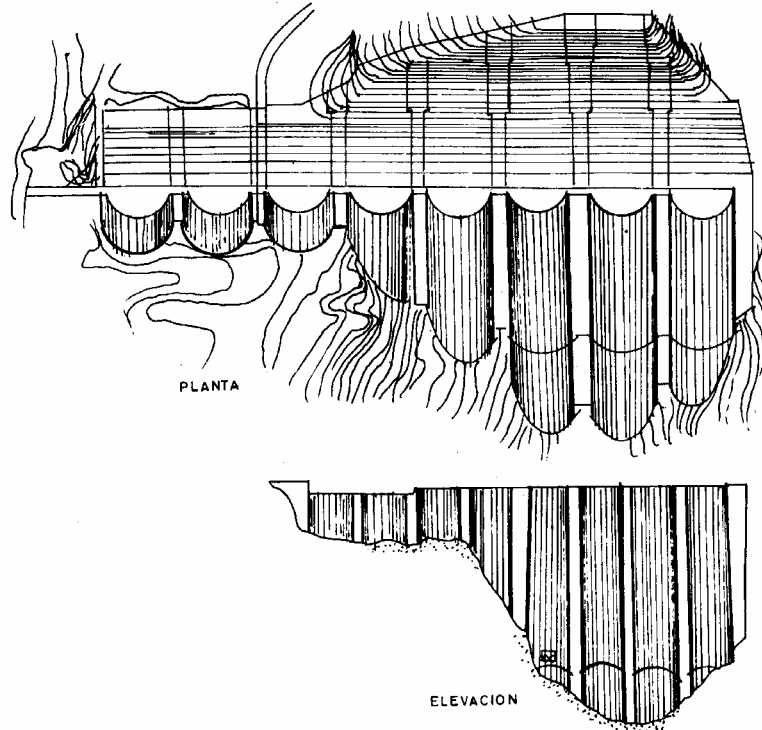
El diseño de contrafuertes se puede hacer en forma muy simplificada considerando que consta de un sistema de columnas independientes. La carga en cada columna es una combinación de carga estructural con carga de agua, las columnas se consideran curvas para evitar carga excéntrica.



CONTRAFUERTE QUE SE CONSIDERA TRABAJA COMO UNA SERIE DE COLUMNAS CURVAS

PRESAS DE CONTRAFUERTE DE ARCOS MÚLTIPLES

Estas cortinas están formadas por una serie de arcos o bóvedas que permiten mayor espaciamiento entre contrafuertes.



PRESAS DE CONTRAFUERTE DE ARCOS MÚLTIPLES

Las primeras presas de este tipo fueron construidas con contrafuertes separados a cortas distancias, lo cual implica espesores pequeños de las bóvedas y contrafuertes esbeltos, con el peligro de falla por pandeo o efectos sísmicos, este tipo de cortinas requerían mayor cantidad de acero de refuerzo, mayor complicación de los colados y gran cantidad de cimbra y obra falsa, entonces se optó por construir contrafuertes masivos y bóvedas grandes y con mayor espesor, en esta forma empleando concreto de mayor calidad casi se elimina el acero de refuerzo.

Debe cuidarse que las bóvedas trabajen a compresión simple, aunque en realidad hay flexión debida a:

- Diferencias de presiones entre la clave y los atraques.
- Por peso propio.
- Por efectos sísmicos.

Para diseño preliminar, considérese la siguiente figura.

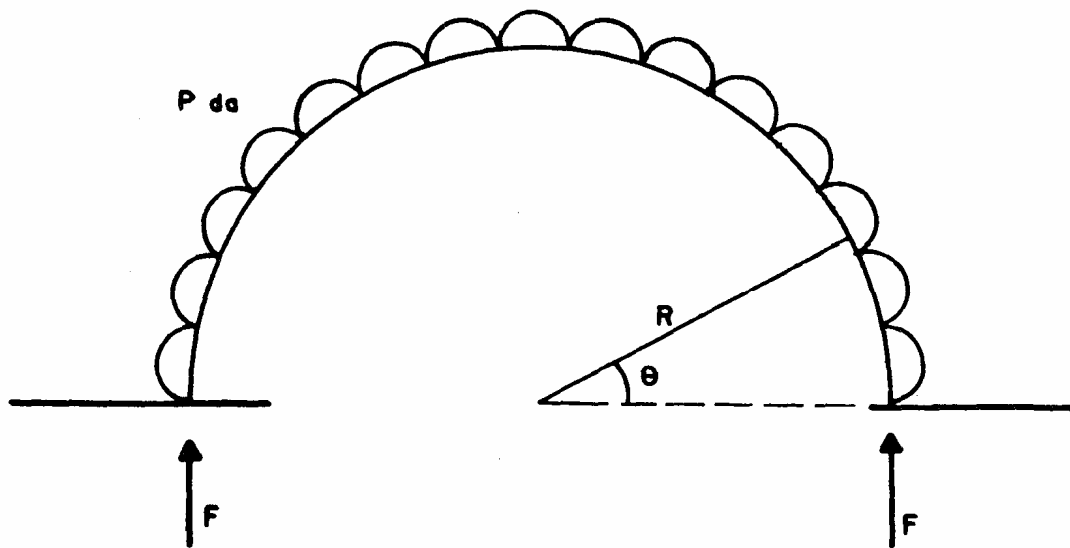


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE UN ARCO

En los atraques la fuerza F será:

$$F = \frac{1}{2} \int_0^{\pi} p \sin \theta R d\theta = pR = \frac{pD}{2}$$

Donde:

- p = presión hidrostática en ton / m²
- R = Radio del arco
- D = diámetro del arco.

Y la formula de la pared del tubo delgada podremos calcular el esfuerzo σ ver la figura IV.12

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{pR}{t}$$

Siendo t el espesor del arco.

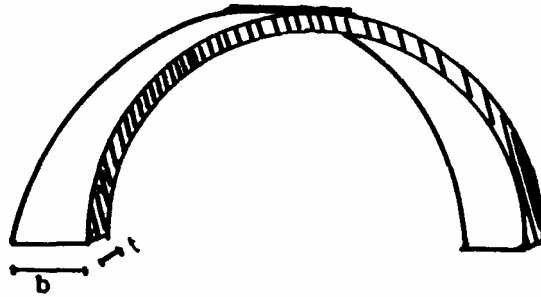


Fig. IV.12 Espesor de un arco (cálculo)

PRESAS DE MACHONES

En este tipo de presas se elimina por completo el acero de refuerzo (como en las presas de gravedad); esto se logra ampliando el extremo aguas arriba del contrafuerte, de acuerdo a la forma de la cabeza este tipo de cortinas se clasifican en:

- Machones de cabeza redonda
- Machones de cabeza de diamante
- Machones de cabeza en T

La cabeza de los machones se revisan por medio de un análisis bidimensional de los esfuerzos en una tajada normal al talud aguas arriba, haciendo uso de la función de Airy e integrando la ecuación biarmónica en el interior a partir de las condiciones de frontera el cuerpo del machón se revisa una vez que se ha propuesto la geometría, tratando de que los esfuerzos inducidos sean menores que los permisibles. El método más simple para hacer esta revisión es el de Pigeaud.

El análisis elástico de la cabeza puede hacerse de dos formas, la primera es considerando un estado bidimensional de esfuerzos, la segunda un plano de formaciones.

Independientemente del estado bidimensional que se considere, las ecuaciones elásticas que permiten valorar las magnitudes de los esfuerzos son las de equilibrio interno:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + x = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + y = 0 \quad (2)$$

Y la condición de Lévy, deducida a partir de las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones y de ley de Hooke generalizada (10):

$$\nabla^2(\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (3)$$

La solución consiste en integrar las tres ecuaciones anteriores, debiendo satisfacerse las condiciones de frontera

$$S_x = \sigma_x \cos \alpha + \tau_{xy} \cos \beta \quad (4)$$

$$S_y = \tau_{xy} \cos \alpha + \sigma_y \cos \beta \quad (5)$$

Si el eje Ox se toma paralelo al borde en contacto con el agua, el eje Oy se considera normal al paramento, hacia abajo, la componente tomaría el valor del peso W.

El sistema formado por las ecuaciones (1) y (2), no es homogéneo por lo tanto la solución general es la del sistema homogéneo más una solución particular del sistema no homogéneo:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 y}{\partial x \partial y}$$

Donde $\phi(x,y)$ es una función arbitraria, exigiéndose la existencia y continuidad de sus derivadas parciales hasta del cuarto orden.

Si $x = 0$, $y = W$, se pueden obtener la siguiente solución particular.

$$\sigma_x = \tau_{xy} = 0; \quad \sigma_y = -Wy \quad (6)$$

Entonces la solución general será:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - Wy; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \quad (7)$$

Sustituyendo (3) en (7) tenemos:

$$\nabla^4 \phi = \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0 \quad (8)$$

El sistema formado por (1) y (2) se satisface también, por lo que el sistema formado por (1) (2) y (3) se reduce a la ecuación biarmónica (8), debiendo cumplirse las condiciones de frontera (4) (5).

Si se desprecia la componente W del peso, en las ecuaciones (7), desaparece el término $-Wy$, puede establecerse una analogía entre la frontera de la región de integración y una barra curva cumpliéndose

$$\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)_P = -\sum_A^P Fy \quad (9)$$

$$\left(\frac{\partial\phi}{\partial y}\right)_P = -\sum_A^P Fx \quad (10)$$

$$\phi_P = \sum_A^P MpF \quad (11)$$

Donde:

F_x, F_y = fuerzas exteriores que actúan entre el punto A, origen arbitrario y el punto P, en os sentido X,Y respectivamente

M: Momento respecto a P de esas mismas fuerzas.

Estas igualdades permiten encontrar fácilmente los valores de ϕ y sus dos parciales en todo punto P de la frontera.

Con los valores de ϕ en la frontera, la región de integración de la ecuación biarmónica, puede cubrirse con una malla de cuadros, figura IV.16, y hacerse la integración por diferencias finitas, planteando un sistema de ecuaciones lineales que se resuelve por algún algoritmo común. Al plantear las ecuaciones se presentan problemas en los puntos vecinos a la frontera, pero existen artificios para valuar la función en estos puntos.

Resuelto el problema de la ecuación biarmónica, se pueden calcular los esfuerzos normales tangenciales en las direcciones de los ejes coordenados.

Con los esfuerzos calculados se pueden calcular los esfuerzos principales en el interior de la cabeza, que se compara con los calores permisibles.

REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL CUERPO DEL MACHÓN

Se propone la geometría y se analizan los esfuerzos en el interior, inducidos por las cargas externas.

Un método comúnmente usado para la revisión de esfuerzos en el interior del machón es el propuesto de Pigeaud. Las bases del método se obtienen integrando la ecuación biarmónica, con las condiciones de frontera siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Aguas abajo: } \sigma_x - m \tau_{xy} &= 0 \\ \tau_{xy} - m \sigma_{yy} &= 0 \\ \text{Aguas arriba: } \sigma_x + n \tau_{xy} + Wy &= 0 \\ \tau_{xy} + n \sigma_y + nWy &= 0 \end{aligned}$$

Se supone que la única fuerza másica es el peso propio del material del machón, $Y = \gamma_c$. y W de las condiciones de frontera, representa el peso volumétrico del agua, ajustado por la relación: $S = B/b$ entre el ancho de la cubierta que descarga el machón y el espesor de este: $W = \gamma_a S$. La convención de signos es tensiones positivas. Como el número de condiciones de frontera es 4 se elige una función de Arly con cuatro coeficientes, no debiendo tener términos de grado superior al tercero, por ejemplo:

$$\phi = \frac{a}{6}x^3 + \frac{b}{2}x^2y + \frac{c}{2}xy^2 + \frac{d}{6}y^3$$

Resulta entonces:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = cx + dy \\ \sigma_x &= \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \gamma_c y = ax + (b - \gamma_c)y \\ \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = -(bx + cy) \end{aligned}$$

La solución del sistema de ecuaciones conduce a las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} a &= \frac{m-n}{(m+n)^2} \gamma_c - \frac{-3mn-n^2}{(m+n)^3} W \\ b - \gamma_c &= -\frac{m^2+n^2}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{-2m^2n+m-n}{(m+n)^3} W \\ c &= -\frac{mn(m-n)}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{mn(2-mn+m^2)}{(m+n)^3} W \end{aligned}$$

$$d = -\frac{2m^2n^2}{(m+n)^2}\gamma_c + \frac{m^2(2mn^2 - 3n - m)}{(m+n)^3}W$$

El cálculo de los esfuerzos principales y la condición de no-tensión en el paramento de aguas arriba lleva la expresión:

$$(1 - mn)^2 W = m(m+n)(n^2 + 1)\gamma_c$$

En tanto que le volumen de contrafuertes, por unidad de cubierta, es:

$$V = \frac{m+n}{2S} y^2$$

Lo que lleva a que el volumen mínimo del material de los contrafuertes se consiga cuando se hace mínimo el valor $(m+n/S)$

En la tabla IV.1, debida a Malterre, se muestra el comportamiento de esa función para parejas de valores de n y S , suponiendo satisfecha la condición de no tensiones, y tomando como peso volumétrico del concreto 2.40 ton / m³

s	0.000	0.200	0.400	0.600	0.800	1.000
1	0.645	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.540	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.280	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	0.187
10	0.204	0.156	0.137	0.133	0.136	0.144

Tabla IV.1 Valores de $\frac{m+n}{S}$

“El método anterior presupone que el contrafuerte es una placa plana de espesor constante, sujeta a un estado bidimensional de esfuerzos y la tabla de Malterre permite, en función de la relación entre la separación y espesor de los contrafuertes, hacer una primera selección de taludes exteriores para obtener una cortina estable de volumen mínimo”

En la práctica con frecuencia se diseñan los contrafuertes con espesor variable de su corona a la cimentación. En estas condiciones, no es aplicable el método de Pigeaud, en cambio se ha desarrollado el método de Stefko que consiste fundamentalmente en lo siguiente:

Si el grueso del contrafuerte varía linealmente con y , de e_0 en la cúspide a $e = e_0 + e'$ y a la profundidad y se definen esfuerzos “específicos”:

$$S_x = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \sigma_x dz; \quad S_y = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \sigma_y dz; \quad \tau_{xy} = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \tau_{xy} dz$$

De igual forma, se definen presiones “específicas” en la frontera y fuerzas másicas “específicas”; estas no resultan constantes, por lo que la condición de Levy se transforma en:

$$\nabla^2(Sx + Sy) = -(1 + \nu) \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} \right)$$

Si $X = 0$, $Y = e\gamma_c = (e_0 + e'y)\gamma_c$, quedan las ecuaciones elásticas:

$$\frac{\partial Sx}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial Sy}{\partial y} + (e_0 + e'y)\gamma_c = 0$$

$$\nabla^2(Sx + Sy) = -(1 + \nu)e'\gamma_c$$

Al analizar esta última expresión resulta que, por no ser constante el segundo miembro, $Sx + Sy$ no puede contener términos de grado superior al segundo. Aprovechando esta circunstancia, se logra llegar a las siguientes expresiones:

$$\sigma_x = \frac{1}{e} \left(\frac{B}{2} x^2 + 2Cxy + \frac{P}{2} y^2 + Ex + \mathcal{G}y \right)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{e} \left[\frac{K}{2} x^2 + 2Axy + \frac{B - e'\gamma_c}{2} y^2 + Lx + (D - e_0\gamma_c)y \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{e} (Ax^2 + Bxy + Cy^2 + Dx + Ey)$$

Los coeficientes A, B, C, D, E, K, L, P, \mathcal{G} se valúan resolviendo el sistema de ecuaciones lineales siguientes:

$$\begin{bmatrix} -2n^3 & 3n^2 & -6n & 0 & 1 \\ -6n^2 & 3n & -2 & n^3 & 0 \\ 2m^3 & 3m^2 & 3m & 0 & 1 \\ 6m^2 & 3m & 2 & m^3 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ K \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ ve'\gamma_c \\ 0 \\ m\gamma_c \\ -ve'\gamma_c \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D \\ E \\ L \\ \mathcal{G} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l \\ n(lr - e_0\gamma_c) \\ 0 \\ me_0\gamma_c \end{bmatrix}$$

En que l es el ancho de la cubierta que se apoya en el contrafuerte.

En los dos métodos señalados se ha seguido la convención de considerar positivas las tensiones.

CORTINA DE MACHONES TIPO MARCELLO

Este tipo de cortinas se construyen haciendo los contrafuertes dobles por medio de cavidades dentro de los mismos, figura IV.17, con esto se logra una rigidez transversal importante, útil para resistir sismos y evitar pandeos.

DIFERENCIAS ENTRE LAS PRESAS DE CONTRAFUERTE Y LAS DE GRAVEDAD

El volumen de una presa de contrafuertes es menor que el de una presa de gravedad.

La excavación para la cimentación de una presa de contrafuertes puede ser menor que el de la de gravedad equivalente, por lo que se pueden empezar a tener beneficios antes con una presa de contrafuertes que con una de gravedad, pero en ese caso, se requiere mayor intensidad de inversiones.

El costo del m³ de concreto para una cortina de contrafuertes es algo mayor que para una presa de gravedad.

Hay mayor facilidad de inspección en una presa de contrafuertes.

Hay mayor facilidad de perforar drenes u orificios para inyección en una presa de contrafuertes, después de su construcción. La presa de contrafuertes requiere mejores condiciones de cimentación.

En las presas de contrafuertes hay mayor disipación del calor fraguado. La esbeltez de los contrafuertes puede hacerlos sensibles al pandeo.

2. ANTECEDENTES DE PRESAS TIPO CONTRAFUERTE

En el antiguo Egipto fue utilizado el sistema más antiguo de aviso sobre el peligro de inundaciones.

Desde el inicio de la historia, los ingenieros egipcios por medios de un dispositivo llamado nilómetro, observaban las elevaciones de los ríos. Si el nivel o lecturas representaban alto peligro, enviaban equipos de remeros aguas abajo para avisar a los residentes que desocuparan las áreas que se encontraban a un nivel más bajo del nivel del río.

Herón de Alejandría fue el primero en proponer el concepto de que el gasto es igual a la velocidad multiplicada por el área de la sección transversal, este descubrimiento fue ignorado durante aproximadamente dieciséis siglos y no fue hasta que el fundador de la hidrología (Benedetto Castelli 1577-1644), llegó al mismo concepto.

Probablemente el sistema de abastecimiento más antiguo sea la red de acueductos romanos el cual fue realizado por el Ing. Apio Claudio Craso y terminó la obra en el año 312 a. C.C. Roma tuvo el primer sistema de alcantarillado que servía solo para agua pluvial y después de varios siglos se vertieron en este los desechos de la ciudad.

En Europa se formaron varios grupos interesados en el avance de la ciencia, entre los cuales destacan la Real Sociedad Inglesa, la Real Academia Francesa de Ciencias y el Cuerpo de Caminos y Puentes, de esta última procedían hidrólogos precursores de los recursos hidráulicos como Chézy.

Durante el siglo XVIII hubo muchos avances, pero probablemente, el más importante fue la ecuación de la energía deducida por Daniel Bernoulli:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{w} + z = \text{constante}$$

Que es básicamente el principio de conservación de la energía; más tarde Euler añadió el componente de la energía como una variable importante.

En Estados Unidos, como en otros países se han realizado muchos avances en cuanto a la comprensión matemática de la hidrología y de la administración de los recursos hidráulicos.

El Informe Gallatin, resultado de las expediciones de Lewis y Clark, representó el primer plan completo de recursos hidráulicos en Estados Unidos (1807); otros planes fueron centrados en canales para ser usados como medios de transporte,

como el Canal Santee de Carolina del Sur en 1800 y el Canal Erie de Nueva York, el cual dejó de funcionar y fue sustituido por el ferrocarril.

Jhon Wesley Powell abogaba por el uso del suelo conjuntamente con planeación hidráulica; pero las intenciones de Powell relativas a uso sistemático de datos topográficos e hidrológicos, fueron ignoradas en aras del desarrollo que se tuvo a fines del siglo XIX y principios del siglo XX.

Muchas ciudades de Estados Unidos se construyeron sobre llanuras de inundación y solo recientemente estos riesgos han llevado a la planeación conjunta del uso del suelo y control de avenidas y el ejemplo más visible, posiblemente es la parte baja del río Mississippi en la cual se presentaron una serie de inundaciones que demostraron que solo por medio de una combinación de embalses de retención, desvíos temporales y diques, se podían controlar las aguas del río.

Otro ejemplo es el que hizo el Dr. Arthur E. Morgan, sobre la cuenca del Great Miami River, en la parte sur del estado de Ohio. El estudio fue hecho con rapidez, por la inundación que arrasó el distrito comercial de Dayton. El proyecto fue terminado en 1922 y pagado en su totalidad por los propietarios particulares y por dependencias de cada localidad.

El plan Morgan fue un valioso logro de la ingeniería que se caracterizó por la cuidadosa planeación que acompañaba a cada etapa; se tomaron datos cuidadosos y completos de los recursos hidráulicos y se estudiaron los recursos afines, como las fuentes de energía, por lo cual, estos volúmenes han sido el modelo de la buena planeación, debido también a su bajo costo y racional financiamiento.

La razón de ser de la planeación es hacer uso de los recursos hidráulicos disponibles a fin de alcanzar el equilibrio entre la conservación y el agotamiento, entre el buen y el mal uso de los mismos.

EVENTOS IMPORTANTES EN LA HISTORIA DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS.

Año a.C.	EVENTO
4000	Proyectos de irrigación de Egipto y Mesopotamia.
3200	Primer proyecto registrado en recursos hidráulicos.
300	El Nilo represado.
2750	Sistema de abastecimiento de agua y drenaje en el Valle del Indo.
2200	Obras hidráulicas en China.
1950	Canal de Nilo al Mar Rojo.
1750	Código de Hammurabi para la legislación de las aguas.
1700	Pozo de José cerca del Cairo 99m de profundidad.
Año a.C.	EVENTO
1050	Medidores de agua en África.
714	Destrucción de los ganats en Armenia.
700	Túnel de Hezakah para la conducción de agua.
624	Acueducto de roma
312	Libro de Aristóteles sobre meteorología
	Método de Herón para medir el gasto.

Año d.C.	EVENTO
1974	Ley sobre el agua potable confiable.
1972	Ley para el control de contaminación de agua.
1959	Comisión de Kerr sobre problemas de agua.
1958	Ley del suministro de agua.
1950	Comisión Cooke sobre el desarrollo hidráulico.
1941	Análisis de frecuencia de Gumbel.
1935	Construcción del American Institute of Planners.
1933	Establecimiento TVA.
1932	Hidrograma unitario de Sherman.
1922	Se constituye el IASH y el AGU
1913-1922	Plan de control de avenidas en el río Miami.

1902	Ley de la recuperación.
1891	Se constituye el Weather Bureau.
1879	Se constituye el USGS
1877	Ley de los terrenos desiertos.
1872	Primera planta de generación de energía eléctrica en Winsconsin.
1871	Primer suministro de agua filtrada.
1807	El informe de Gallati.
1802	Se constituye el U.S. Army Corps of Engineers.
	Fórmula de Chezý.
	Medidor de corriente Woltman.
	La ecuación de Bernoulli y el piezómetro.
	Halley mide el gasto de los ríos.
	Perrault mide la precipitación de la evaporación.
	Medición del gasto por Castelli.
	El principio de la continuidad y el libro de Leonardo da Vinci sobre el agua.
	Pluviómetro en China y Corea.

MODELO DE PLANEACIÓN

Las complicaciones que alteran cualquier modelo se muestran a continuación:

- Formular metas y objetivos.
- Completar el programa de trabajo.
- Recolectar y analizar los datos.
- Formular las alternativas.
- Evaluar las alternativas.
- Seleccionar el plan.
- Ejecutar el plan.
- Ejecutar el análisis posterior.

El manejo de los datos, recolección, clasificación, evaluación, procesamiento y análisis de la información tiene gran importancia por razones económicas y técnicas. El manejo de los datos es generalmente la clave para un buen estudio de planeación, a pesar de ser poco atractivo dentro del proceso.

LIMITACIONES DE LA PLANEACIÓN.

La planeación de los recursos hidráulicos en los Estados Unidos, no ha sido aceptada por todos. La desilusión relativa a los planes amplios de los recursos hidráulicos se agrava principalmente, cuando algunos planes se formulan para

utilizar fondos disponibles o para mejorar la imagen política de los funcionarios. A pesar de esto, la planeación en sí, ha captado la atención de los gobiernos de países en vías de desarrollo, no obstante que pueda haber cierta desilusión relativa a la planeación de los recursos hidráulicos, muchos miembros de la comunidad, sector político, dependencias gubernamentales y del público en general, creen abiertamente en la misma.

TENDENCIAS RECIENTES.

Hoy en día los planes finales, en contraste con los planes rígidamente interpretados del pasado, se consideran como pautas dinámicas y flexibles. El planificador debe llegar preparado con una variedad de opiniones y alternativas practicables, pero el cliente es el que debe tomar la decisión final. Los ingenieros están educados para construir, por lo que es comprensible que sus soluciones contengan algún tipo de estructura o cambio en el ambiente físico. Los clientes piden ahora soluciones que incluyan la zonificación, seguros y protección contra inundaciones en los edificios, así como los diques y los embalses de detención.

En lugar de tomar enfoque determinista, los planificadores saben que ahora es importante tomar en cuenta una gama de futuros alternos, debe decidir junto con el cliente, cuál escenario resulta adecuado para sus objetivos y aplicar el mismo.

La participación del público ha llegado a tener una parte significativa en el proceso de planeación y es crucial para eliminar las lagunas de credibilidad entre los planificadores y aquellos que resultan afectados.

A pesar de que raras veces se tiene una verdadera representación del público en las juntas abiertas relacionadas con la planeación de los recursos hidráulicos, las personas que estén realmente interesadas, deben ser capaces de interrelacionarse con los planificadores.

La percepción de que los recursos naturales son finitos, y de que pueden ser deteriorados o desperdiciados por las actividades humanas, ha hecho que los planificadores reconozcan que la protección del ambiente debe ir de la mano con los objetivos económicos, la eficiencia económica no genera necesariamente un medio ambiente apropiado.

En un futuro cercano, se tomarán muy en cuenta los aspectos ambientales y de conservación al hacer la planeación de los recursos hidráulicos.

La planeación racional representa la mejor manera de obtener los fines deseados, contribuye al aprendizaje y ayuda a controlar el proceso de crecimiento. En un cierto sentido, el objetivo de la planeación es el anticiparse a los problemas.

DESCRIPCIÓN DE LA PLANEACIÓN DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS.

Las tres categorías que definen el entorno de planeación son:

- Jurisdicción.
- Alcance.
- Etapa.

Las cuales se relacionan respectivamente con las categorías de:

- Control.
- Cobertura.
- Rigidez del enfoque de planeación.

Como principio, el planificador debe definir el entorno de planeación y anotar los números correspondientes a cada categoría.

LOS PLANIFICADORES.

Los planificadores de recursos hidráulicos tienen, generalmente, formación de ingenieros y en la mayoría de los casos son ingenieros civiles; estos prefieren la solución tecnológica a expensas de las metas sociales, además la perspectiva básica de los ingenieros civiles es conservadora, tienden a sobre diseñar las estructuras para las condiciones extremas, que podrían hacerlas fallar.

Así, es deseable que haya mayor entendimiento de las ramificaciones biológicas, que pueden darse a través de la comunicación de ingenieros y biólogos. En consecuencia, resulta vital que tanto los ingenieros como los biólogos asesoren a los planificadores urbanos y regionales.

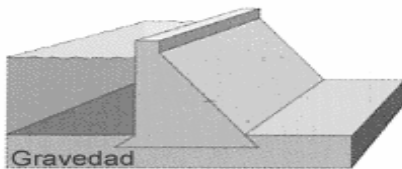
3. OBJETIVO

El diseño de presas tipo contrafuerte pasa ineludiblemente por el análisis de las acciones que se ejercen sobre este tipo de obra civil y consecuentemente por la geometría con la que se deben de configurar para hacer frente a los esfuerzos que tiene que soportar.

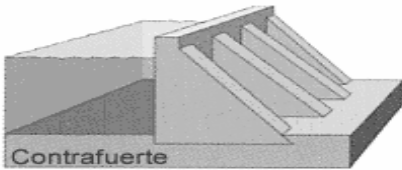
En el presente trabajo de tesis se ofrece una metodología que permite hacer un diseño que concilia la simplicidad de la forma de la solución adoptada con las exigencias de la sección horizontal variable para adaptarse a los esfuerzos crecientes según la profundidad. Se justifica la solución geométrica adoptada en la forma de los parámetros y se hace un análisis estructural a partir del centro de gravedad del contrafuerte.

La presa es una construcción, normalmente de hormigón, que se alza sobre el suelo del río y perpendicular a su dirección, con la finalidad de retener el agua, para elevarla a un nivel suficiente y formar un embalse. Dependiendo de las características ortográficas y de su emplazamiento, se escogerá entre una configuración u otra.

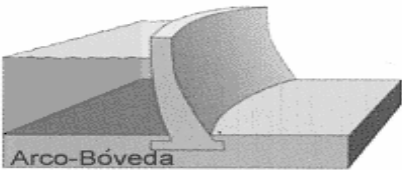
Hay 4 tipos diferentes de presas, y son los siguientes:



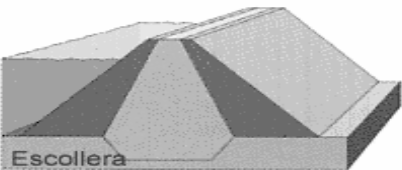
De gravedad, que retienen el agua gracias al tipo de materiales empleados, como mampostería u hormigones.



De contrafuerte, formadas por una pared impermeable situada aguas arriba, y contrafuertes resistentes para su estabilidad, situados aguas abajo.



De arco-bóveda, que aprovechan el efecto transmisor del arco para transferir los empujes del agua al terreno.



De tierra o escollera, con un núcleo de material arcilloso, que a veces es tratado químicamente o con inyecciones de cemento.

En las presas de gravedad el material con el que se construyen esta mal aprovechado en cuanto a sus características resistentes. De aquí que los proyectistas se afanen por buscar otras formas de estructuras más económicas. Una modificación es sustituir la sección horizontal llena por otra formando una serie de T adosadas.

Sin embargo, no todo es cuestión de resistencia, también hay que tener en cuenta la estabilidad y esta exige un cierto peso para asegurar la presa contra el deslizamiento.

Si economizamos volumen de material tendremos menos peso y es preciso conseguir algo que sustituya a ese peso estabilizador.

Una forma de conseguir mayor estabilidad es mediante la introducción de talud en el paramento de aguas arriba para añadir el peso del agua. Con este sistema podemos compensar, prácticamente sin límite, el ahorro que conseguimos en peso.

Los aligeramientos que se hacen en el volumen de la presa pueden ser verticales y transversales a la coronación, lo que convierten las secciones horizontales en dobles o simples T, y horizontales y paralelos a la coronación en forma de una o más galerías de cierto tamaño.

El tipo más usado de presa aligerada es el que se llama de contrafuertes. Las secciones horizontales son en simple T (que es la más usual) o en doble T.

La forma más sencilla consistirá en una disposición similar a la de una viga nervada con una placa o pantalla que se apoya en unos contrafuertes.

Por otro lado la geometría que adopta tanto la cabeza como el alma de esta T no debe ser uniforme a lo largo de la altura de la presa sino que debe variar para acoplarse a las exigencias crecientes de la presión aun a costa de complicar la forma del conjunto.

Teniendo en consideración todo lo antes expuesto la praxis constructiva de este tipo de modulo en contrafuerte conduce a un diseño en el que su contorno se define mediante una serie de cuadriláteros planos a alabeados y que, en algunos casos, se reducirán a triángulos. Estos cuadriláteros tienen dos lados opuestos horizontales uno en la coronación y otro en la base de la presa.

En el caso de los cuadriláteros que sean alabeados, con las condiciones antes expuestas, sabemos que sus generatrices son horizontales con lo que no presentan gran dificultad constructiva pues los encofrados se hacen con tablas horizontales apoyadas en maestras que son las directrices rectas que unen el polígono superior de coronación con el de la base del contrafuerte.

Por otro lado la geometría que adopta tanto la cabeza como el alma de esta T no debe ser uniforme a lo largo de la altura de la presa sino que debe variar para acoplarse a las exigencias crecientes de la presión aun a costa de complicar la forma del conjunto.

Derivándose la estabilidad de una cortina de contrafuertes del mismo principio que la de una cortina de gravedad, resulta conveniente referirse a esta para exponer el origen, desarrollo y las características principales de las estructuras que agrupamos con el nombre genérico de cortinas de contrafuertes.

En el mundo se construyen cada vez menos cortinas de gravedad, a pesar de los dos factores importantes que pueden alegarse a su favor: facilidad de diseño y mecanización de la construcción, provenientes de la simplicidad de su forma y de la magnitud de su volumen. En efecto, el desarrollo de los modelos matemáticos para el cálculo, la evolución de las computadoras de alta velocidad y los avances en los procedimientos constructivos, reducen o anulan esas ventajas en muchos casos, a favor de otros tipos de cortinas.

Por otra parte, la eficiencia en el aprovechamiento de la resistencia intrínseca del material de construcción es pobre en una cortina de gravedad, resultando los esfuerzos a que se ve sometido el concreto muy por debajo de los que podría soportar, sin que se puedan llevar a valores mas razonables por el motivo mismo de que la estabilidad de la estructura se debe a su peso.

Desde el punto de vista económico, el correctivo usual es reducir la cantidad de concreto, empobreciendo las mezclas por disminución de la dosificación del cemento. En el límite, esta tendencia lleva a suprimirlo totalmente, lo que conduce a las cortinas de materiales sueltos (tierra y enrocamiento) tan desarrolladas en nuestro país y en los estados unidos de América.

La tendencia opuesta, es decir, tratar de obtener el mejor partido de los materiales de construcción, haciéndolos trabajar a esfuerzos mayores, nos dirige hacia los diferentes tipos de cortinas de contrafuerte. En ellas, el aprovechamiento del peso del agua sobre la cara aguas arriba y la casi eliminación de la supresión al reducir la superficie sobre la que actúa ocasionan que se requiera menor peso en la estructura y, por ende, menor volumen de material, para su estabilidad. Esta tendencia ha sido seguida y desarrollada fundamentalmente en Europa durante los últimos 50 años, aunque hay ejemplos muy anteriores de presas construidas con este tipo de cortina.

El objetivo principal de una presa puede ser de dos tipos: las que almacenan agua y las que la retiene temporalmente. Dentro del primer grupo caben distinciones en función del valor que tiene el agua; no es lo mismo un aprovechamiento urbano en lugar donde se escasea el agua, que otro de tipo rural en una región de precipitación media.

El rápido progreso de los conocimientos sobre la mecánica de suelos, se ha traducido en un gran adelanto en el conocimiento de los factores que influyen en la transformación de la tierra suelta y el material estructural. Los progresos futuros en el campo de las terracerías, dependen no solamente de la mecánica de suelos y de la ingeniería de la cimentación, sino también de los buenos métodos de construcción.

Es fundamental conocer la importancia de las presas en este caso tipo contrafuertes para el uso para el cual fueron o construidas; así como seguir una metodología correcta del cálculo para obtener la construcción eficiente de todos sus elementos en base al análisis estructural y los factores que intervienen (internos y externos) para su funcionamiento así como el factor empuje en la placa del contrafuerte tanto aguas abajo como aguas arriba, que ello dependerá del máximo rendimiento de la presa.

CONSIDERACIONES GENERALES

Las cortinas clasificadas como de contrafuerte comprenden dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.

Estas presas precisan de un 35% a 50% de concreto que necesitaría una gravedad de tamaño similar. Hay varios tipos de presa de contrafuertes: los más comunes son de planchas uniformes y de bóvedas múltiples. En las de planchas uniformes el elemento que contiene el agua es un conjunto de planchas que cubren la superficie entre los contrafuertes. En las de bóvedas múltiples, éstas permiten que los contrafuertes estén más espaciados.

Deberá estudiarse en el interior de los contrafuertes, en la unión de éstos con las cabezas o pantallas de impermeabilización y en las secciones normales a éstas, el reparto de tensiones producido por el efecto simultáneo del peso propio, empuje hidrostático y acción de las presiones intersticiales sobre planos horizontales y verticales.



La superficie de cimentación de cada contrafuerte será normal a su plano de simetría.

En presas de gran altura, se recomienda estudiar los esfuerzos adicionales que se produzcan en las cabezas de los contrafuertes, debidos a la influencia de la rigidez de cimientos y a la deformación del alma del contrafuerte.

Si en el cálculo se obtienen tracciones en las cabezas o pantallas o en la zona de enlace de aquellas con el alma de contrafuerte, es recomendable disponer armaduras de acero en cuantía y disposición adecuadas para impedir el agrietamiento.

Se dispondrán juntas permanentes de contracción entre contrafuertes contiguos o, alternativamente, formando bloques de dos contrafuertes con su correspondiente pantalla.

Se estudiarán los efectos térmicos y las tensiones debidas a las diferencias de altura de los contrafuertes.

Las presas de gravedad deben resistir las fuerzas que actúan principalmente contra ellas, a través de su peso. Esta fuerza de gravedad sólo es crítica cuando la altura es grande, y sólo encima de áreas limitadas. En presas de arcos macizos, la fuerza de gravedad se desarrolla totalmente. Sin embargo, no todos los sitios del dique son convenientes para los arcos macizos.

Frecuentemente, una reducción en costo sin el sacrificio en seguridad puede ser efectuada construyendo un dique de forma estructural, debido al desarrollo más eficaz de fuerza latente, las cantidades de la construcción están reducidas. Las formulaciones más intrincadas y la necesidad para la unidad de aumento de refuerzo cuestan, pero bajo las condiciones favorables un precio neto apreciable que ahorra en costo total puede lograrse.

Esto es verdad en situaciones donde el costo para transportar el cemento requerido en una estructura más maciza es prohibitivo, o donde otros materiales de las construcciones son escasos.

La fuerza total que actúa sobre la estructura no significa que es el valor más alto de presión que se permite en estructuras de gravedad. Sin embargo, con hormigón reforzado cuidadosamente puesto, las tensiones aumentadas pueden permitirse. Si éstos ocurren en la base, se necesitara una mejor y más cuidadosamente preparada cimentación.

Los Presas de tierra, están más sujetas a daño o erosión o destrucción por oleaje que las Presas macizas de concreto. Sin embargo, debido a la delgadez de sus miembros, estas son sensibles incluso a la deterioración moderada del hormigón; por ello deben construirse cuidadosamente y debe tomarse en consideración cuidosa cualquier condición rara.

TIPOS DE PRESAS EN CONTRAFUERTE

El uso de contrafuertes para reforzar y fortalecer estructuras de construcción es de origen antiguo. Ya que se construyeron muchas represas de gravedad con secciones relativamente delgadas, se hizo posible establecer por estas construcciones que estas eran estables. Aun se pueden encontrar muchas de estas presas antiguas en la República Mexicana.

Las presas en contrafuerte están constituidas por un paramento relativamente delgado, este es apoyado por contrafuertes de tal manera que este se afiance y se convierta en una verdadera acción estructural. Las presas en contrafuerte son adaptables a la inundación así como a las condiciones secas. En estas Presas cuando hay inundación se guía el arroyo cayente.

Debido al volumen pequeño de construcción, la cara del arroyo es inclinado para que una porción de la presión de agua pueda utilizarse para proporcionar un factor corredizo seguro.

El tipo del contrafuerte redondo mostrado en el inciso (d), fue propuesto por F. A. Noetzli aproximadamente en 1925. Las cabezas del contrafuerte se agrandan para abatir la anchura del palmo y las caras se encorvan, de tal manera que la presión de agua se transmite al contrafuerte en compresión. No se refuerzan las cabezas del contrafuerte. En el tipo del múltiple-arco mostrado en el inciso (e), la carga de agua es tomada por una serie de arcos inclinados que miden, por palmos, los espacios entre los contrafuertes. Los arcos se analizan según los principios establecidos. Si se encuentran tensiones se pueden utilizar tensores para refuerzo de la estructura.

FUERZAS EN PRESAS EN CONTRAFUERTE

Las Presas en contrafuerte están sujetas en sus cimentaciones de piedra a las mismas fuerzas a las que se encuentran afectadas otras presas, sólo que el componente descendente de la presión de agua es mayor y el levantamiento del agua de la cabeza, en el caso de cimentaciones de piedra es normalmente abandonado. Sin embargo, donde la piedra es responsable a presiones del levantamiento en costuras horizontales, las cimentaciones deben taladrarse para el desagüe. El levantamiento lleno de las colas siempre debe ser incluido.

Las cimentaciones de las presas en contrafuerte requirieren fundamentos previos de diseño, para resistir la carga de levantamiento.

Se considera también la presión del viento que es abandonada en otras presas, ya que puede merecer consideración, si un viento diagonal de velocidad alta puede alcanzar el lado bajo del arroyo. En contrafuertes delgados altos, tales presiones pueden aumentar el peligro de volteo. Porque el viento normalmente no puede golpear la cara del contrafuerte, una presión de 10 lb. por ft de sq encima de una anchura que no excede la distancia del claro entre los

contrafuertes, debe estar segura. Para asegurar bien a los contrafuertes se pueden colocar doble-amurallados, para convertir las presiones de importancia en pequeñas.

FUERZA SÍSMICA PARA PRESAS EN CONTRAFUERTE

Las fuerzas sísmicas son computadas por las reglas establecidas en reglamentos. Las presas en contrafuerte de cabeza redonda son particularmente eficaces para restringir los efectos de esta fuerza, debido a que es un elemento de masa pequeña, la rigidez para las unidades individuales se empareja con la habilidad del dique en conjunto para rendir mejor y así despreocupar los desplazamientos permanentes.

Para la estabilidad general, la dirección más desfavorable de movimiento para tales presas está horizontalmente al arroyo. La máxima fuerza de inercia de una construcción es para el movimiento normal a la cara. A las reglas definidas para el cómputo de presión de agua aumentada en la cara inclinada les está faltando. Las reglas aproximadas ya se establecieron.

La aceleración del cruce-arroyo es insignificante para las presas recto-enfrentadas. Los contrafuertes de unreinforced pueden necesitar verificarse para fuerza de la tabla bajo la carga lateral, pero los contrafuertes no pueden volcar indirecto.

Para las presas de múltiple-arco, el efecto de sismo más importante puede venir del movimiento transversal.

La fuerza que es el resultado de la inercia de la construcción en los barriles del arco se computa prontamente. A menos que los contrafuertes sean estables entre ellos o se aseguren firmemente contra el desplazamiento lateral, ellos deben sostenerse contra volteo indirecto por los arcos. Esto introduce una carga transversal aumentada, aplicado a las líneas primarias y transmitidas a los estribos por los arcos.

La tensión resultante puede ser de magnitud apreciable. La carga es en bloques y computando las fuerzas exigidas para prevenir el volteo y procede paso a paso que se extiende hacia abajo de la cima.

El volumen pequeño de agua en los comederos encima de los malecones agrega a la construcción presión de agua aumentada con la aceleración del cruce-arrollo. Este efecto generalmente se ha ignorado, aunque no en el lado de seguridad.

ESPACIADO DE CONTRAFUERTE

El espacio de los contrafuertes es gobernado por economía. Si los palmos son cortos, las tablas de la cara o arcos pueden estar delgados con un volumen pequeño de construcción. En una base de tensión de unidades siempre el espesor de los contrafuertes sería proporcional al palmo, y el espesor total para el dique sería constante. Las consideraciones prácticas evitan el uso de paredes muy delgadas; de más allá de ciertos límites del volumen de estos contrafuertes individuales es constante, sin tener en cuenta el espaciamiento. Los resultados son un límite económico más definido al espacio.

Muchos factores entran en la determinación de este límite. Dos estriban cada 2 ft el costo espeso más para construir que un contrafuerte de 4 ft de espesor. El costo de excavación y tratamiento de la cimentación también es mayor para dos contrafuertes delgados que para uno espeso. Para los palmos muy largos el costo de trabajo falso para el paramento puede ser tensiones altas, y secundarias en las caderas puede ser molesto.

El contrafuerte económico es el que se espacia conforme la altura del dique. Normalmente la altura es inconstante y da un espacio económico inconstante. El espacio inconstante normalmente es evitado por la adopción de una norma para el dique entero. Pueden usarse normas separadas para los estribos y la porción central del dique si deseó, pero ésta no es la práctica usual.

DISEÑO DE LOS CONTRAFUERTE

Se analizan contrafuertes para todos los tipos del dique para estabilizar de una manera similar a lo usado para los Presas de gravedad. El elemento del diseño, en lugar de ser una rodaja de espesor de la unidad, se toma como un tablero lleno.

Además de reunir los requisitos de estabilidad para las Presas de gravedad, el contrafuerte debe conformar las reglas del diseño para los miembros de concreto estructurales. Los contrafuertes pueden ser considerados como vigas de hormigón verticales de cruce-sección inconstante. La anchura y el espesor pueden variar. La anchura debe ser eficaz evitar condensación excesiva en la baja cara del arroyo.

Como en todas las vigas las tensiones del torcimiento simples son más pequeñas para una área cruce particular dada si es el contrafuerte se hace ancho y delgado. Sin embargo, si es demasiado delgado, el fracaso puede ocurrir abrochando.

Se considera que ellos están llevando paredes en lugar de las vigas para arreglar el espesor requerido de contrafuertes para prevenir abrochando, el mínimo permitió al ser grueso igual que las columnas. Según el "Comité de la Juntura", el informe en "Recomendó Práctica y las Características técnicas Normales para el Hormigón y el Hormigón Reforzado", una reducción en tensión debe hacerse donde la longitud sin apoyo excede diez veces el espesor,

Es usual reducir la longitud sin apoyo por medio de los pavoneos o aumentar la anchura de la cara de condensación agregando una sección de la pestaña.

En presas altas, pueden agregarse pestañas adicionales o pilastras a lo largo de la anchura del contrafuerte, o en lugar de además de los pavoneos. Allí no se establecen reglas para las dimensiones o espaciando de pilastras y pavoneos. Sin embargo, la longitud sin apoyo en las porciones muy enfatizadas del contrafuerte no debe exceder diez veces el espesor eficaz. A otros lugares la longitud sin apoyo puede aumentarse a 15, con tal de que la tensión no es más de 50 % de tensiones permitidas.

El refuerzo en los pavoneos es normalmente continuo a través de por lo menos tres bahías, pero en algunos casos se ha llevado continuamente a lo largo de la estructura, sin efectos deletéreos de la reducción. Los pavoneos deben terminar sólidamente contra los estribos, Las juntas horizontales de la construcción de los contrafuertes deben estar factibles en la elevación de pavoneos.

En las presas de arcos múltiples, donde el palmo económico es normalmente mayor que para otros tipos estribados, la necesidad para los pavoneos y pilastras puede ser eliminada usando doble pared o los contrafuertes sin sustancia, cada establo dentro de sí mismo. Este tipo, propuesto por Noetzli en 1924, se ha usado en varias Presas.

Un sistema de pared delgado y pavoneos entre los tejidos aseguran una unidad de acción. Un contrafuerte de este tipo puede hacerse seguro contra abrochar sin el recurso para anhelar pavoneos entre los contrafuertes. Los contrafuertes dobles amurallados tienen una ventaja distinta acerca de la apariencia, particularmente en presas altas. Un tratamiento arquitectónico de los contrafuertes y la cima de los arcos.

TENSIONES DE LA VIGA EN CONTRAFUERTE

Se analizan las fuerzas horizontales y verticales y los momentos en los contrafuertes, en cuanto a las presas de gravedad. La junta entre el paramento y los contrafuertes son suficientemente ásperos para que el paramento siga al contrafuerte en caso de volcar; el peso lleno del paramento y de todas las otras partes del dique sobre cualquier sección analizada es incluido con las fuerzas descendentes.

Se muestran ejemplos de conexiones de los contrafuertes en la tabla alternativa. Para engalane monolítico y estribe, y porque realmente los arcos múltiples ataron a los contrafuertes, el contrafuerte y un medio palmo de engalane en cada acto lateral como una viga T. En el tipo de la tabla simple, la acción de la viga T se da algo incierto a través de fuerza equivalente reducida a lo largo de la juntura entre la tabla y el contrafuerte. Sin embargo, se asume que la fricción sostiene la tabla contra movimiento en esta junta, y no es irrazonable asumir acción monolítica.

También, debido a la excentricidad aumentada de las cargas verticales, las condensaciones del máximo enfatizan en el contrafuerte al que ocurre el baje cara del arroyo, es mayor para la combinación de viga T de contrafuerte-tabla que para el contrafuerte exclusivamente. La marcha atrás es igual a la cara del arroyo, pero en la condensación del contrafuerte no hay crítico, de esta manera en el lado de seguridad es conveniente asumir la acción de la unidad.

Si hay cualquier posibilidad de una tensión crítica en el hormigón del arroyo en el contrafuerte, la condición del contrafuerte solo debe investigarse como en viga T estructural, solo el tejido (contrafuerte) se asume que se resiste esquila.

Con el hormigón engalane, los suspendieron engalanan se excluye analizando tensiones del contrafuerte. Porque se tratan contrafuertes de cabeza redonda y cabeza del contrafuerte como una unidad.

Se asumen que las presiones de la unidad verticales sean distribuidas linealmente, en cuanto a las presas de gravedad. Se encontrarán reglas por analizar el momento de inercia para las secciones irregulares en trabajos mecánicos.

El P_n de presión normal a la cara del arroyo la presión de agua, en cuanto a un dique sólido, está. Pueden analizarse las tensiones esquilando las tensiones principales a los puntos inferiores según principios discutidos. Debido a la complejidad de forma y acción, la pertinencia de las asunciones ordinarias de distribución de tensión a los contrafuertes está más incierta que en el caso de secciones de gravedad. Sin embargo, ellos dan una idea general de acción del contrafuerte. Cualquier incertidumbre está absorbida en el factor de seguridad usado para tensiones. En casos especialmente importantes, el recurso puede tenerse en el modelo de estudio.

Hay una fuerza normal intensificada a lo largo de la unión entre el contrafuerte y el contrafuerte encabeza el paramento. La tensión principal a lo largo de la unión puede asumirse a tener fuerza "normal", la presión como una aproximación, debido a la carga del tablero y el componente normal del peso del paramento y cabeza del contrafuerte. Esta tensión aproximada normalmente estará menos que la verdadera tensión principal por un porcentaje pequeño que puede asumirse que es absorbido por el factor de seguridad. Si la tensión analizara este acercamiento de la manera de punto de peligro, el análisis de tensión interior puede hacerse.

El resultante debe localizarse, así que la P_i será positiva aunque P_n y $\tan^2 \Phi$, tienen valores apreciables. Esto es cumplido por ajuste de la anchura del contrafuerte. De hecho, el resultante normalmente puede hacerse caer casi en el centro de gravedad del contrafuerte y puede aproximarse así una distribución uniforme de presiones verticales.

INCLINACIÓN DE LAS CARAS DEL CONTRAFUERTE

La cara del arroyo de un dique estribado se inclina para proporcionar a la carga de agua vertical exigida una cierta estabilidad. La cara baja del arroyo solo se inclina, como se exige, para proporcionar una anchura del contrafuerte adecuada. En la mayoría de presas existentes, la inclinación del arroyo es $\tan \Phi$, y los rangos de 1.00 a 0.70 aproximadamente. Esta fórmula empírica satisface los requisitos de una estabilidad económica.

Cerca de la cima del dique la cara normalmente puede ser inclinada que las elevaciones más bajas, porque la anchura de la cima es mayor que la que se necesita para la estabilidad, y la cantidad de construcción puede ser reducida usando una inclinación inconstante para la cara de agua. Este principio se ha utilizado en algunas presas, pero en la práctica generalmente se usa una recta en la cara del arroyo excepto, para un alzamiento vertical corto en la parada.

EL ENCOGIMIENTO Y REFUERZO DEL CONTRAFUERTE

La solidificación que sufren los contrafuertes en todas las otras estructuras están sujetos a encogimiento. La base del contrafuerte se previene de encogimiento a causa del contacto con la cimentación, particularmente cuando es piedra. Como resultado, los crujidos de encogimientos verticales o inclinados se tienden a formar en los contrafuertes. Este crujir se observa en muchas presas, normalmente las corridas más o menos en la dirección de las fuerzas de tensión principal mínima, aunque al parecer no específicamente relacionado a enfatizar cargas. Si semejante crujido debe asumir una dirección desventajosa, debilitaría el contrafuerte. Los crujidos pueden evitarse o pueden ser controlados por medio de refuerzos, por juntas de reducción, o por una combinación de estos medios.

El uso de juntas de reducción muestra un contrafuerte del Dique Grande Dalton, California. Este estribo se refuerza, y parte del acero es anclado a través de las juntas y que sin ninguna duda influye en su efectividad. Ningún agrietamiento apreciable se ha observado. Se usaron juntas similares en el Dique Possum Reino.

Los contrafuertes se construyeron en columnas verticales, separados por huecos rellenos después de que la porción principal del contrafuerte se ha encogido.

CONTRAFUERTE DE FUERZA UNIFORME

Schorer ha sugerido que deban formarse contrafuertes, tales que estos absorban la tensión principal, además requiere tener fuerzas para el límite aceptable de condensación, y el segundo será de tensión principal a todos los puntos.

Se asume que cualquier porción pequeña de cara, 1-2, es apoyada por una columna encorvada, 1-2-3-4-5-6 que constituyen parte del contrafuerte. La curvatura de la línea del centro de las columnas encontradas combinando elementos de peso con la fuerza P , es posible analizar la forma de la curva y el área de la columna para el segmento de la cara, 1-2, y para otros segmentos similares.

Pueden ajustarse las anchuras y espesor de las "columnas" al producto un contrafuerte continuo que puede verse monolíticamente o con juntas que siguen "columna" teórica los límites. El espesor, por supuesto, es inconstante. Schorer presenta ecuaciones y curvas para el uso en análisis.

Este ejemplo se presenta debido a su valor ilustrando la acción del contrafuerte. Hasta ahora lo que los especialistas saben es que ningún dique que utiliza este principio se ha construido. las columnas separadas estarían en equilibrio exacto con la carga máxima y por consiguiente tendrían un factor de seguridad contra volteo único. Esto necesitaría ser remediado en un diseño real haciendo que el peso de cada columna exceda su valor teórico por un factor de seguridad.

LA CONEXIÓN DEL PARAMENTO CON LA CIMENTACION

Se debe tener un cuidado particular con la conexión del paramento de un dique estribado con la piedra de la cimentación. Una conexión firme contra el goteo bajo presión alta debe afianzarse en una distancia relativamente corta. Normalmente una trinchera para atajo del sonido se excava en la piedra. Las hendiduras están cerradas por lechada u otros medios.

Las hendiduras importantes pueden necesitar ser limpiadas por fuera y pueden recambiar con hormigón. Al Dique de Rodríguez en Baja California, México, se excavo a una profundidad de 300 ft y recambió con hormigón, en forma similar pero mucho menos extenso que el tratamiento que frecuentemente se requiere.

El paramento puede hacerse monolítico con el atajo o también pueden hacer uniones a él de manera satisfactoria. La junta debe ser firme bajo todas las condiciones de deformación. Para las presas de arcos múltiples, el efecto de refrenamiento de la cimentación en acción del arco normal debe ser considerado.

4. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL

Derivándose la estabilidad de una cortina de contrafuertes del mismo principio que la de una cortina de gravedad, resulta conveniente referirse a esta para exponer el origen, el desarrollo y las características principales de las estructuras que agrupamos con el nombre genérico de cortinas de contrafuertes.

En el mundo se construyen cada vez menos cortinas de gravedad, a pesar de los dos factores importantes que pueden alegarse a su favor: facilidad de diseño y mecanización de la construcción, provenientes de la simplicidad de su forma y de la magnitud de su volumen. En efecto, el desarrollo de los modelos matemáticos para el cálculo, la evolución de las computadoras de alta velocidad y los avances en los procedimientos constructivos, reducen o anulan esas ventajas en muchos casos, a favor de otros tipos de cortina.

Por otra parte, la eficiencia en el aprovechamiento de la resistencia intrínseca del material de construcción es pobre en una cortina de gravedad, resultando los esfuerzos a que se ve sometido el concreto muy por debajo de los que podría soportar, sin que se puedan llevar a valores más razonables por el motivo mismo de que la estabilidad de la estructura depende de su peso.

Desde el punto de vista económico, el correctivo usual es reducir la calidad del concreto, empobreciendo las mezclas por disminución de la dosificación del cemento. En el límite, esta tendencia lleva a suprimirlo totalmente, lo que conduce a las cortinas de materiales sueltos (tierra y enrocamiento). Tan desarrolladas en nuestro país y en los estados unidos de América.

La tendencia opuesta, es decir, tratar de obtener el mejor partido de los materiales de construcción, haciéndolos trabajar a esfuerzos mayores, nos dirige hacia los diferentes tipos de cortina de contrafuerte. En ellas, el aprovechamiento del peso del agua sobre la cara aguas arriba y la casi eliminación de la supresión al reducir la superficie sobre la que actúa ocasionan que se requiera menor peso de la estructura y, por ende, menor volumen de material, para su estabilidad. Esta tendencia ha sido seguida y desarrollada fundamentalmente, en Italia, Francia y Suiza durante los últimos 50 años, aunque hay ejemplos muy anteriores de presas construidas con este tipo de cortina. En nuestro país fueron levantadas cortinas de contrafuertes desde la época colonial, habiendo solo algunas presas modernas diseñadas con estas ideas (Las vírgenes, Don Martín, Jocoqui, Rodríguez).

Analicemos un caso simple para examinar el efecto de suprimir la supresión e introducir el peso del agua como elemento estabilizante. La sección teórica triangular de una cortina de gravedad sujeta al empuje hidrostático y a supresión total debidos a la presencia del agua retenida hasta su cúspide, tiene $0.845 H$ de base, si H representa la altura y el peso volumétrico del material de la cortina es

2.4 veces el del agua, para mantener la resultante dentro del tercio medio (Fig. I-a). Si de alguna manera logramos eliminar la supresión, manteniendo las demás condiciones igual, el grueso del "contrafuerte" necesario para la estabilidad sin que aparezcan tensiones es de solo 58.3% del ancho B de la cubierta, despreciando el peso de esta (Fig. I-b)

Si ahora inclinamos el paramento aguas arriba hasta tener iguales taludes en ambas caras de la sección triangular, el grueso necesario del contrafuerte disminuye a $0.542 B$, por el efecto estabilizante del peso del agua (fig I-c). Es interesante notar que si, manteniendo la simetría de la sección, ampliamos la base del triángulo, el volumen de concreto requerido es cada vez menor: al poner una base de $0.9 H$, el contrafuerte solo deberá tener un grueso de $0.404 B$, (fig I-d), con el volumen del 79.3% del que resulta para el contrafuerte anterior. Sin embargo, esta reducción de volumen tiene un limitante geométrico, cuando el grueso necesario tiende a anularse; por otra parte, en la vecindad de este límite, ya los esfuerzos máximos resultan demasiado grandes. Por supuesto, en un caso real hay otros muchos factores que deben tomarse en cuenta para discutir la conveniencia de estos tipos de cortina y definir su geometría.

En general, al comparar una cortina de contrafuerte contra una cortina de gravedad, se pueden observar las siguientes diferencias.

- La cortina de contrafuertes requiere menor volumen de concreto, porque se ve libre casi totalmente de las supresiones y porque, si el talud aguas arriba está inclinado, hace intervenir un peso de agua para la estabilidad
- La reducción en volumen de concreto y el aumento en la relación del área de la superficie de concreto al volumen, permiten una mayor disposición del calor de fraguado.
- Al disponer de una menor superficie de cimentación en el contacto con la roca, la cortina de contrafuertes provoca un mayor esfuerzo cortante medio en la cimentación; será siempre conveniente examinar los efectos que esto puede tener en la seguridad de la obra
- Para alturas grandes, la cortina de contrafuertes requiere espesores superiores a los que serían estrictamente necesarios para la estabilidad por efecto del peso, debido al aumento de los esfuerzos. Por esto. La reducción relativa de volumen disminuye con la altura, aunque sigue aumentando el ahorro absoluto de concreto.
- La cortina de contrafuerte facilita el acceso a la parte posterior de la cubierta, lo cual es conveniente para la inspección periódica y la posible ejecución de trabajos de inyectado o perforación de drenes posteriores a la construcción.

- La cortina de contrafuerte requiere mas cuidado en su construcción y una relación mayor (aun que no mucho) de superficie de moldes a volumen colado. Esto ocasiona que el precio unitario del concreto sea algo mayor que el correspondiente a una cortina de gravedad.
- Desde el punto de vista de efectos sísmicos y, en menor grado, del posible pandeo de los contrafuertes, una cortina de este tipo puede requerir elementos rigidizantes transversales a los contrafuertes.

CLASIFICACIÓN:

Dependiendo básicamente de la solución dada a la cubierta de la cortina en contacto con le agua, pueden clasificarse las cortinas de contrafuerte en los tres tipos principales siguientes:

- Ambursen (losa plana y contrafuertes)
- Arcos múltiples.
- Machones masivos.

Las cortinas a base de una cubierta de losa plana apoyada sobre contrafuertes, también llamadas tipo Ambursen, son estructuras construidas en gran parte con concreto reforzado. Las losas de cubierta se apoyan sobre los contrafuertes por medio de articulaciones. Par ano aumentar demasiado los claros de las losas, el espaciamiento de los contrafuertes es reducido, por esto, se trata de elementos relativamente delgadas. En la figura 2 se muestra en corte típico en planta.

Las cortinas de arcos múltiples están formadas por una cubierta constituida por arcos empotrados en los contrafuertes. El efecto de resistencia de los arcos o bóvedas permite disponer los contrafuertes con mayor espaciamiento, lo cual beneficia la economía de la obra. Sin embargo, también estas cortinas requieren, en general, que una gran parte del concreto sea reforzado (ver figura 3).

Las cortinas de machones forman su cubierta a base de una ampliación o cabeza del extremo de los contrafuertes den contacto con el agua. Con este tipo de estructuras se elimina e acero de refuerzo totalmente. Cada machón debe ser estable por sí mismo. De este tipo de cortina existen varias alternativas en cuanto a la forma de la cabeza.

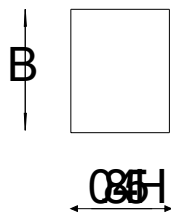
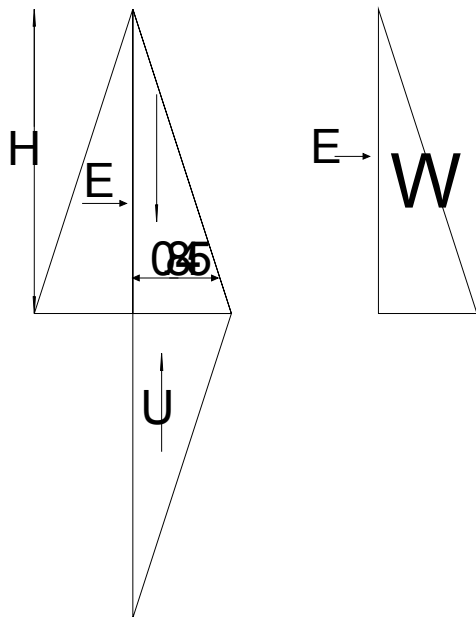
- Cabeza redonda (figura 4)
- Cabeza diamante (figura 5)
- Cabeza en T (figura 6)

Entre las variaciones que se han desarrollado mas en los últimos años, es de especial importancia la cortina de machones huecos, de gravedad aligerada o tipo Marcello. Estas cortinas de conservan las características generales de las cortinas de machones, en particular, en lo que se refiere a la eliminación del acero de refuerzo, proporcionado, además, suficiente rigidez lateral a los machones (ver figura 7)

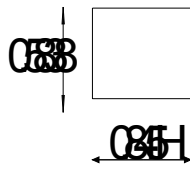
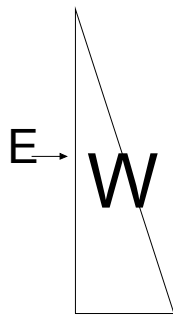
ECONOMÍA RELATIVA DE LAS CORTINAS DE CONTRAFUERTE

La forma de la boquilla tiene influencia en el costo de la obra, principalmente por su efecto en la altura necesaria para almacenar un volumen dado. A su vez, la altura de la cortina influye en le espaciamiento y dimensiones generales de los contrafuertes.

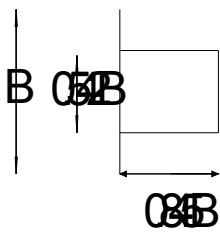
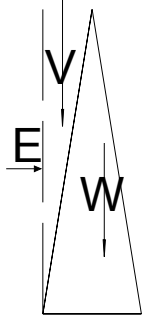
En general, existe un espaciamiento óptimo desde el punto de vista económico; sin embargo, si la topografía de la boquilla es muy irregular, resulta inconveniente variar el espaciamiento en diferentes tramos, en función de la altura local. Una boquilla ancha, con laderas de pendiente suave, facilita la adopción de un espaciamiento y espesor constantes, lo que permite escoger los más económicos y facilita el empleo de moldes semejantes en toda la obra.



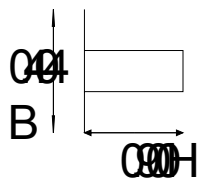
(a)



(b)



(c)



(d)

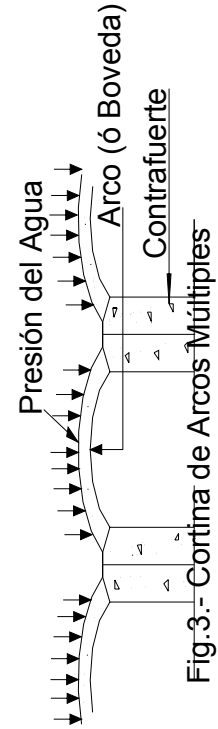


Fig.3.- Cortina de Arcos Múltiples

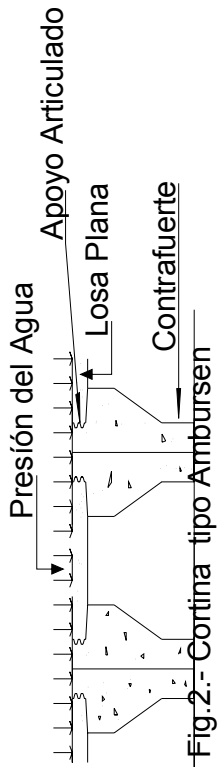
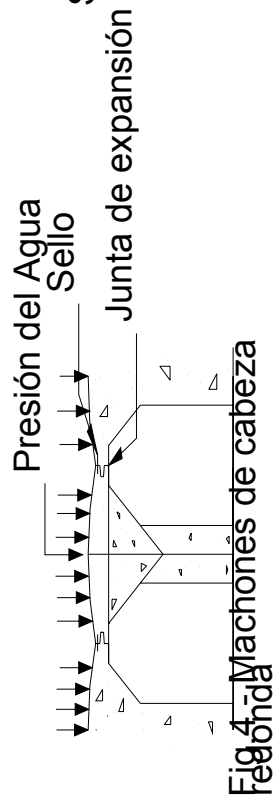
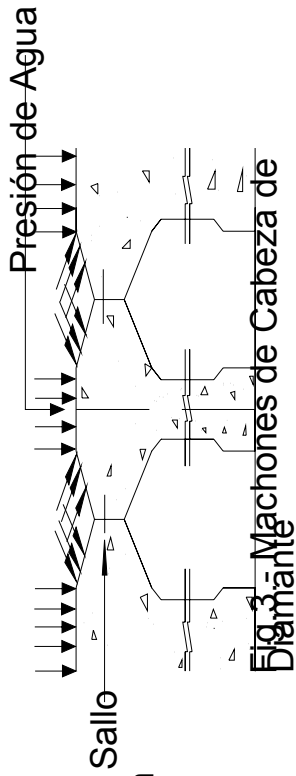


Fig.2.- Cortina tipo Ambursen



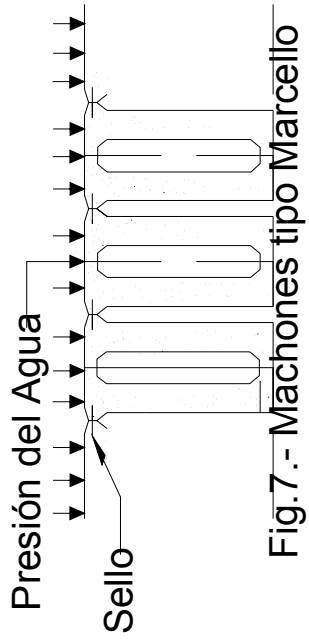


Fig.7.- Machones tipo Marcello

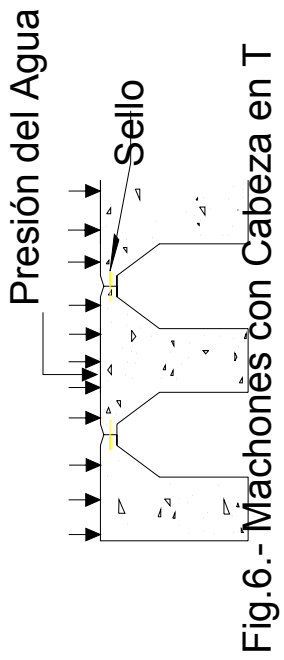


Fig.6.- Machones con Cabeza en T

La naturaleza del terreno de cimentación afecta a la economía de la obra en cuanto a la profundidad de la roca de calidad suficiente bajo el relleno inapropiado para la cimentación. Teóricamente, el volumen de excavación necesario para una cortina de contrafuertes es menor que el requerido por una cortina de gravedad de igual altura; la disminución del volumen de excavación es tanto mayor cuanto más grande puede ser el espaciamiento de los contrafuertes. Por otra parte, el precio unitario de la excavación puede ser mayor que el correspondiente a la cortina de gravedad.

En lo que se refiere al volumen total de concreto, las cortinas de contrafuerte permiten, como ya se ha dicho, ahorros de importancia. En la figura 8 se muestran relaciones medias entre el volumen de concreto de una cortina de machones o de arcos múltiples y la cubicación de una cortina de gravedad de altura semejante, en función de la altura. En la práctica, sin embargo, estas relaciones pueden variar notablemente, dependiendo de las características locales del sitio de la presa.

Podemos hacer las siguientes consideraciones sobre el volumen total requerido de concreto:

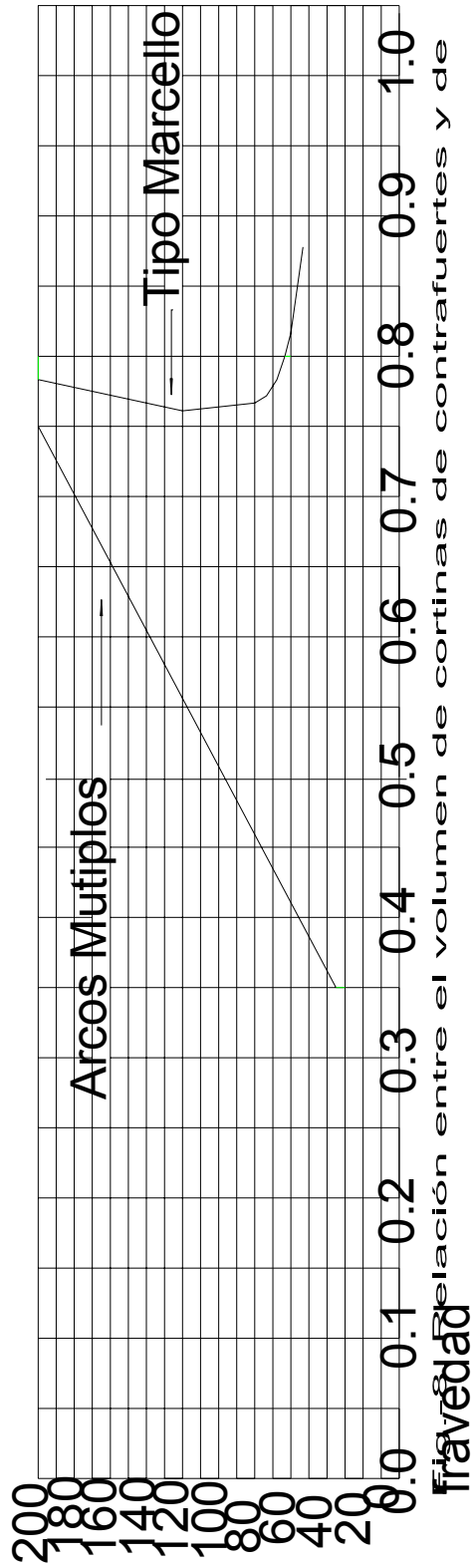
El m^2 de paramento aguas arriba es proporcional a la altura de la cortina. Gruesamente, a un esfuerzo de trabajo dado para el concreto, el espesor de los contrafuertes variara entonces como el producto de la altura por el espaciamiento. No obstante, la cantidad total de concreto en los contrafuertes no depende solamente del espaciamiento, sino que intervienen también el pandeo y las leyes de repartición de esfuerzos, para favorecer a los contrafuertes relativamente gruesos. Por otra parte, al espaciar y engrosar los contrafuertes, se obtienen ahorros en la cantidad de moldes y en el volumen de excavaciones.

En lo que se refiere al paramento aguas arriba, para una resistencia unitaria dada, su espesor será proporcional a la altura y el cuadrado del espaciamiento, para las cortinas de machones y tipo Ambursen, siendo aproximadamente proporcional al producto de la altura por el espaciamiento para los arcos.

Los estudios de ingenieros italianos y franceses han mostrado que al apartarse, aun notablemente, del espaciamiento optimo, no se incrementa demasiado el volumen de la obra. Por ejemplo, la separación optima de los contrafuertes para una cortina de arcos múltiples de 200 m de altura es del arrea de 80 m, pero al variar hasta 50 o 100 m, el volumen total aumenta menos del 10%. Esta característica da mucha flexibilidad en el diseño, pues permite adaptar el espaciamiento de los contrafuertes a las condiciones geológicas y topográficas particulares del sitio sin convenientes graves en cuanto al volumen.

Observando ahora las graficas de la figura 8, conviene notar que el volumen total de concreto requerido para una cortina de machones de 100 m de altura es del orden de 66% del de una cortina de gravedad, en tanto que para una de 200 m de altura resulta del orden del 69% (datos obtenidos de publicaciones del DR Marcello y de diseños de CIEPS, México); Los volúmenes relativos para dichas alturas, como promedio de algunas cortinas de arcos múltiples diseñadas en Francia, son del 47 Y del 65% de las cubicaciones de cortinas de gravedad (daos del Bereau d' Estudes Coiné et Bellier).

Debe señalarse que las cortinas francesas de arcos.1J1últip1es requieren, generalmente, el uso de concretos de mayor resistencia y, en consecuencia, un mayor consumo de cemento que las cortinas italianas de machones; las cortinas de machones masivos. Por otra parte, esta observación puede generalizarse pues, una vez satisfecha la condición de estabilidad, es teóricamente posible diseñar contrafuertes más esbeltos con concretos de mayor resistencia.



Con frecuencia se presenta como una desventaja importante de las cortinas de contrafuertes la mayor necesidad de formas para el colado del concreto. En efecto, estas cortinas necesitan, en general, una mayor cantidad de moldes. Sin embargo, la experiencia publicada por el Dr. Marcello y las estimaciones propias de autor muestran que no es tan grande esa necesidad, resultando los costos unitarios del concreto semejantes, en lo que se refiere al uso de formas, para una cortina de contrafuertes o de gravedad.

Por el contrario, hay un factor económico que rara vez se toma en cuenta en la comparación de alternativas de cortina para una posible presa. Los estudios, el proyecto y la ejecución de una cortina más elaborada pueden requerir de un tipo mayor que el necesario para terminar una 'cortina más simple, pudiendo los beneficios económicos del proyecto retrasarse de tal manera que ese anule la ventaja de un costo de construcción menor.

ESTABILIDAD GENERAL

Como en el caso de las cortinas de gravedad, deben cumplirse las dos condiciones básicas de estabilidad de la cortina: no volteamiento y no deslizamiento. Las fuerzas que entran en juego son las mismas que se consideran en una cortina de gravedad, es decir, empuje hidrostático, empuje de azolves, peso propio y supresión, además de eventuales cargas de hielo y sismo; las cargas son va1uan como es costumbre y se suman en una resultante R, con componentes horizontales y verticales HoY V. Por su puesto, el análisis no se lleva a cabo para una tajada de cortina de espesor unitario, sino que se desarrolla para un elemento individual (contrafuerte), tomando en cuenta las cargas de agua y azolves que actúan sobre todo el ancho de la cubierta que se apoya en ese contrafuerte.

Aunque, teóricamente, la estabilidad del elemento al volteo queda garantizado si la línea de acción de R pasa por e interior del perímetro de la superficie de desplante, la practica corriente consiste en enviar esfuerzos de tensión en su extrema aguas arriba, previniendo así la tendencia a la formación de grietas, el consiguiente aumento de las fuerzas de supresión que tienden a voltear la estructura y la reducción del arrea de contacto con la roca de cimentación, en la que se presenta resistencia al cortante que contribuye a la estabilidad al deslizamiento. En estas condiciones, el factor de seguridad la volteamiento suele ser mayor a 2.

Con frecuencia, la condición de no deslizamiento influye importante en el diseño general de los contrafuertes. Para cumplir con ella, ha sedo corriente estipular que H no sobrepase a una fracción de V, usualmente del orden de 0.75 (tomando, si el plano de Desplante es inclinado, las componentes tangencial y normal de la resultante en lugar de H y V), sin embargo, la tendencia moderna consiste en valuar la seguridad al deslizamiento tomando en consideración anterior, sino también la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en el

seno del concreto, en la superficie de contacto con la roca de cimentación y en el seno de esta. Este criterio corresponde al uso del concepto de factor de seguridad de fricción cortante, cuyo valor debe resultar, como mínimo, del orden de 4, para cumplir con las especificaciones de seguridad de deslizamiento establecidas por la práctica corriente. En general resulta relativamente fácil obtener valores del coeficiente de seguridad de fricción cortante conformes a esta recomendación, si la calidad del concreto y de la roca de cimentación es suficiente buena (para el caso de una cortina de gravedad, los valores que se obtienen usualmente son más altos, del orden de 5.5 o 6 para condiciones ordinarias de carga).

No debe perderse de vista, sin embargo, que el coeficiente de fricción-cortante representa tan solo un factor de seguridad medio para el arrio de desplante, debiéndose revisar los valores locales que dependen de la variación real de los esfuerzos cortantes y normales y de las características de la roca de cimentación. En particular, es conveniente analizar por separado los valores de este coeficiente para cada tramo entre juntas de contracción.

DISEÑO DE LA CUBIERTA

CORTINAS AMBURSEN

La cubierta de este tipo de cortinas es a base de losas planas de concreto reforzado, apoyadas libremente sobre mensulas de soporte que forman parte de los contrafuertes.

El apoyo libre tiene el objeto de eliminar los esfuerzos de tensión en la cara aguas arriba de las losas suprimiendo, de esta manera, la necesidad de acero de esfuerzo cercano a esa cara. Sin embargo, deben disponerse llaves en las juntas de las losas con los contrafuertes, de tal manera que la totalidad del peso de las losas sea transmitida a ellos, ayudando así a la estabilidad de la estructura.

En efecto, Í no se dispusieran las llaves mencionadas, la componente tangencial del peso propio de las losas se transmitiría directamente a la cimentación a través del cuerpo de las mismas losas, no contribuyendo a la estabilidad general. Por otra parte, la componente del peso propio normal al plano de la cubierta tendría, a su vez, una componente horizontal que se sumaría a las fuerzas actuantes, tendiendo a voltear la estructura.

Al diseñar las losas de cubierta, conviene tener en cuenta los siguientes razonamientos: aunque la teoría de la flexión permite calcular los espesores mínimos de concreto que serían necesarios para las losas, no resulta tan ventajoso diseñarlas con peraltes pequeños y mucho refuerzo, ya que su peso debe favorecer a la estabilidad de la cortina. Desde otro punto de vista, es mejor que los espesores de las losas sean relativamente gruesas, de forma que no

llegue a requerirse refuerzo por esfuerzo cortante; No obstante, es recomendable proporcionar cierto armado, en forma de barras dobladas, en los apoyos.

No hay que olvidar tener en consideración los esfuerzos que puedan presentarse por la contracción del concreto o por cambios de temperatura. En general, debe tenerse especial cuidado en el diseño, tomando en cuenta que la falla de una de estas losas podría provocar daños de consideración y resultaría, ciertamente, difícil de reparar: En especial, debe proveerse suficiente recubrimiento al eventual acero de refuerzo ubicado cerca de la cara de aguas arriba.

En lo que se refiere a las mensulas de apoyo de las losas debe recordarse que, siendo voladizos muy cortos, su diseño será regido básicamente por el esfuerzo cortante; en consecuencia, debe cuidarse de manera especial el anclaje de las varillas de refuerzo y preferirse el armado a base de varillas de pequeño diámetro a espaciamiento reducido, dado que los esfuerzos por adherencia llegan a ser de mucha importancia. El cálculo de esfuerzos puede realizarse con la ayuda de estudios foto elásticos en modelo; así como con los procedimientos que se describen, mas adelante, la hablar del diseño estructural de las cabezas de los machones en cortinas de este tipo.

No debe olvidarse tener en cuenta los esfuerzos transmitidos a estas mensulas por las contracciones y expansiones de las losas de cubierta, mediante la consideración de un coeficiente de fricción apropiado.

CORTINAS DE ARCOS MÚLTIPLES

En el diseño de las primeras presas con cortina de arcos múltiples se intento aprovechar al máximo el peso del agua para la estabilidad general de la estructura, disponiendo el talud de aguas arriba poco inclinado (del orden de 1: 1), a pesar de que taludes mas tendidos que un 0.7: 1 facilitan la aparición de tensiones como segundo esfuerzo principal, o con dirección aproximadamente paralela al parámetro, en la vecindad del extremo aguas arriba de los contrafuertes. Las características de este diseño comprendían el uso de espaciamientos relativamente pequeñas para los contrafuertes, con el objeto principal de no requerir espesores muy grandes en las bóvedas. Esto se traducía también en la posibilidad de utilizar contrafuertes esbeltos, aunque sujetos a mayor peligro de falla por pandeo o por efectos sísmicos; el diseño evoluciono entonces hacia las contrafuertes celulares (de doble pared, con atizadores internos), mas rígidos transversalmente.

El diseño estructural de los arcos propiamente dichos puede realizarse por los métodos usuales; en particular, los procedimientos desarrollados para el cálculo de las cortinas en bóveda son aplicables, no olvidando que la ventaja más importante de este diseño de cubierta es la tendencia a hacer que el concreto

trabaje básicamente a la compresión. Debe recordarse, sin embargo, que la presión hidrostática sobre los arranques de una bóveda inclinada es mayor que en su clave, siendo tanto mayor cuanto mayores sean su inclinación y su radio.

CORTINAS DE MACHONES

La cubierta de este tipo de cortinas se forma por la unión de las cabezas o ampliaciones de los contrafuertes en contacto con el agua, la manera que su diseño debiera

ligarse íntimamente al del cuerpo del machón. No obstante, para efectos prácticos no es necesario resolver el problema tridimensional, ya que el cuerpo del machón puede asimilarse, en razón de sus dimensiones, a una placa plana y solo es corriente hacer un análisis del estado bidimensional de esfuerzos, como veremos mas adelante.

Para el diseño de las cabezas es común suponer una forma y dimensiones y llevar a cabo un análisis bidimensional de los esfuerzos en una tajada normal al talud aguas arriba, haciendo uso de la función de Airy e integrando la ecuación biarmónica en el interior a partir de las condiciones de frontera.

Ahora bien el problema elástico bidimensional puede plantearse de dos formas, opuestas en su sentido físico pero de igual aspecto matemático: el estado bidimensional de esfuerzos y el estado plano de deformaciones. El primer caso supone que el cuerpo que interesa es una placa con dimensiones apreciables en el plano XY y espesor muy pequeño

en el sentido OZ en que las caras paralelas al plano XY están libres de esfuerzos. Es claro que este modelo no puede representar a la tajada de la cabeza del machón, pues el esfuerzo normal al plano xV, debido primordialmente a la compresión producida por el peso del concreto que se encuentre sobre la tajada, dista mucho de ser nulo o despreciable.

El estado plano de deformación se caracteriza, a su vez, por las hipótesis siguientes: la deformación normal unitaria en la dirección OZ es nula, así como las deformaciones angulares en planos paralelos a dicha dirección; Las deformaciones en el plano XY sólo dependen de las coordenadas (X, Y). Esto implica, generalmente, que ni la carga externa ni las dimensiones del cuerpo varían con la dimensión Z, resultando también que los esfuerzos cortantes en las caras de la tajada son nulos, en tanto que el normal es sólo función de (x, y). El problema de la cabeza.

Del machón puede asimilarse aproximadamente a este caso de deformación bidimensional en razón, sobre todo a que puede considerarse nula la deformación normal en la dirección OZ. En todo caso, los resultados de 1 análisis son sólo un acercamiento a la realidad. Por otra parte, se puede aproximar al análisis tridimensional de esfuerzos si el estado plano debido a la presión hidrostática, que se haya sustituido como se describe a continuación, se superpone un estado de esfuerzos de compresión simple, debido a la componente del peso propio del concreto que quede arriba de la sección analizada.

En cualquier caso, de estado bidimensional de esfuerzos o deformaciones, las ecuaciones elásticas que permiten valorar las magnitudes de los esfuerzos son las de equilibrio interno:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \nabla_x}{\partial x} + \frac{\partial \delta xy}{\partial y} + X &= 0 \\ \frac{\partial \delta xy}{\partial x} + \frac{\partial \nabla_y}{\partial y} + Y &= 0 \end{aligned} \right\} (1)$$

y la condición de Levy, deducida a partir de las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones y de la de Hooke generalizada

$$\nabla^2(\nabla_x + \nabla_y) = 0 \quad (2)$$

la solución del problema plano se reduce a la integración de las tres ecuaciones anteriores, debiéndose satisfactoriamente las condiciones de frontera

$$\begin{aligned} s_x &= \nabla_x \cos \alpha + \delta xy \cos \beta \\ s_y &= \delta xy \cos \alpha + \nabla_y \cos \beta \end{aligned} \quad (3)$$

Usualmente, la componente X de las fuerzas básicas es nula (salvo en la condición extraordinaria de sismo transversal), si se dirige el eje OX paralelo al borde en contacto con el agua, en tanto que la componente Y tomaría al valor $\gamma \cos \theta$ si se dirige el eje OY normal al paramento, hacia abajo, siendo γ el peso volumétrico del material y θ el ángulo de inclinación del paramento aguas arriba con la horizontal.

El sistema (1) no es homogéneo, de forma que su solución general es la del sistema homogéneo adicionado de una solución particular del sistema no homogéneo. La solución general del sistema homogéneo es:

$$\nabla_x = \frac{\delta^2 \varphi}{\delta y^2}; \nabla_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}; \delta xy = -\frac{\partial \varphi}{\partial x \partial y} \quad (4)$$

En que $0(x, y)$ es una función arbitraria, exigiéndose solamente la existencia y continuidad de sus derivadas parciales hasta de cuarto orden.

Una solución particular del sistema, para el caso en que $X=0$, $y=w$, puede ser la siguiente;

$$\nabla_x = \delta xy = 0; \nabla_y = -WY \quad (5)$$

Por lo que la solución general resulta:

$$\nabla_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\delta y^2}; \nabla_y = \frac{\delta^2 \varphi}{\delta^2 x} - wy; \delta xy = -\frac{\delta^2 \varphi}{\delta x \delta y} \quad (6)$$

Al reemplazar en (2) los valores (6) se obtiene:

$$\nabla^4 \varphi = \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} = 0 \quad (7)$$

En tanto que (1) se satisface idénticamente, por lo que el sistema (1), (2) se reduce a la ecuación biarmónica (7), siempre debiendo cumplirse las condiciones de frontera (3)

Salvo en la parte superior de la cortina, en que la presión del agua tiene magnitud comparable a la componente w del peso propio del material, esta puede despreciarse, simplificando aun más el problema. En efecto, si en las expresiones (6) desaparece el término $-v.r.y$, puede establecerse una analogía entre la frontera de la región de integración y una barra curva, cumpliéndose:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)_p &= - \sum_A^P Fy \\ \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y} \right)_p &= \sum_A^P Fx \\ \varphi_p &= \sum_A^P MpF \end{aligned} \quad (8)$$

Expresiones en las que F_x , F_y son las fuerzas exteriores que actúan en la frontera entre A, origen arbitrario, y el punto P, en los sentidos x, y, respectivamente y M es el momento respecto a P de esas mismas fuerzas. Estas igualdades permiten valorar fácilmente los valores de ϕ y de sus dos parciales en todo punto P de la frontera.

Una vez conocidos numéricamente los valores de ϕ en la frontera puede cubrirse la región de integración de la ecuación biarmónica por medio de una malla de cuadrados y procede, a la integración por diferencias finitas, planteando un sistema de ecuaciones lineales que se resuelve mediante la aplicación de cualquier algoritmo de cálculo común, usualmente haciendo uso de una computadora electrónica. Al plantear el sistema de ecuaciones se presenta, generalmente, problemas en los puntos vecinos a la frontera, debiendo echarse mano de artificios para poder valorar el comportamiento de la función en esos puntos.

Una vez resuelto el problema de integrar la ecuación biarmónica, obteniendo los valores de dentro de la cabeza del machón, es fácil calcular, a partir de ellos, los esfuerzos Normales y tangenciales en las direcciones de los ejes coordinados, con las ecuaciones (6), asimilando las derivadas a cocientes de diferencias.

A partir de los esfuerzos calculados se procederá al cálculo de los esfuerzos principales en el interior, de la cabeza; la comparación de ellos con los valores permisibles dará la pauta para, modificar, si es necesario, la geometría de la cabeza.

REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL CUERPO DEL MACHON

Como en muchos otros problemas de diseño estructural, el proceso general del diseño de los machones consiste en proponer una geometría (que, en este caso, ya deberá cumplir con las condiciones de no volteamiento y no deslizamiento) y analizar el estado de esfuerzos que en su interior inducen las cargas externas.

Uno de los métodos más comunes para revisar Los esfuerzos en el seno del machón es el de Pigeaud, utilizado por los ingenieros franceses desde la década de los veintes. Las bases del método pueden obtenerse integrando la ecuación biarmónica en el caso mostrado. En la figura 9, con las condiciones de frontera siguientes:

Aguas abajo	$\nabla x - m\partial xy = 0$ $\partial xy + m\nabla y = 0$
Aguas arriba	$\nabla x + n\partial xy + wy = 0$ $\partial xy + n\nabla y + nwy = 0$

Se supone que a la única fuerza básica presente es el peso propio del material machón, $Y = \gamma c$, y la w de las condiciones de frontera representa el peso volumétrico del agua, ajustada por la relación de $s = B / b$ entre el ancho de la cubierta que descarga sobre el machón y el espesor de este $W = \gamma a S$.

Como el número de condiciones de frontera es 4, se elige una función de Airy con cuatro coeficientes, no debiendo contener términos de grado superior al tercero, por ejemplo:

$$\varphi = \frac{a}{6}x^3 + \frac{b}{3}x^2y + \frac{c}{2}xy^2 + \frac{d}{6}y^3$$

$$\nabla x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = cx + dy$$

$$\nabla y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = \gamma y = ax + (b - \gamma c)y$$

$$\partial xy = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} = -(bx + cy)$$

La resolución del sistema de ecuaciones conduce a las siguientes expresiones:

$$a = \frac{m-n}{(m-n)^2} * \gamma c - \frac{2-3mn-n^2}{(m+n)^3} * w$$

$$b - \gamma c = -\frac{m^2+n^2}{(m+n)^2} * \gamma c + \frac{-2m^2n+m-n}{(m+n)^3} * w$$

$$c = \frac{-mn*(m-n)}{(m+n)^2} * \gamma c + \frac{mn*(2-mn+m^2)}{(m+n)^3} * w$$

$$d = -\frac{2m^2-n^2}{(m+n)^2} * \gamma c + \frac{m^2(2mn^2-3n-m)}{(m+n)^3} * w$$

El cálculo de los esfuerzos principales y la condición de no tensiones en el parámetro de aguas arriba lleva a la expresión:

$$(1-mn)^2 w = m(m+n) * (n^2 + 1) \gamma c$$

En tanto que el volumen de contrafuertes, por unidad de ancho de al cubierta, es:

$$v = \frac{m+n}{2s} y^2$$

Lo que lleva a que el volumen mínimo de material en los contrafuertes se consiga cuándo se hace mínimo el valor $(m+n/s)$.

En la tabla siguiente, debida a Malterre, se muestra el comportamiento de esa función, para parejas de valores de n y s , suponiendo satisfecha la condición de no tensiones, y tomando como peso volumétrico del concreto 2.4 tons/m².

VALORES DE $\frac{m+n}{s}$

s \ O	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	0.6454	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.540	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.280	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	1.187
10	0.204	0.156	0.137	0.133	0.136	0.144

El método anterior presupone que el contrafuerte es una placa plana de espesor constante, sujeta a un estado bidimensional de esfuerzos y la tabla de Malterre permite, en función de la relación entre separación y espesor de los contrafuertes.

En la práctica, con frecuencia se diseñan los contrafuertes con espesor variable de su corona a la cimentación. En esas condiciones, no es aplicable el método de Pigeaud; en cambio se ha desarrollado el método de Stefko que consiste fundamentalmente en lo siguiente:

Si el espesor del contrafuerte varía linealmente con y , de e_0 en la cúspide a $e = e_0 + e'y$ a la profundidad y , se definen esfuerzos "específicos":

$$S_x = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \nabla_x dz; S_y = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \nabla_y dz; T_{xy} = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \delta xy dz$$

De igual forma, se definen presiones "específicas" en la frontera y fuerzas básicas "específicas", estas no resultan constantes, por lo que la condición de Levy se transforma en:

$$\begin{aligned} \nabla(s_x + s_y) &= -(1 + \gamma) \left(\frac{\partial x}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial y} \right) \\ s_x &= 0; y = e' \gamma c = (e_0 + e'y) \gamma c, \\ \frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial T_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_y}{\partial x} + (e_0 + e'y) \gamma c &= 0 \\ \nabla^2(s_x + s_y) &= -(1 + \nabla) e' \gamma c \end{aligned}$$

Al observar esta última expresión resulta que, por ser constante el segundo miembro, $S_x + S_y$ no pueda contener términos de grado superior al segundo. Aprovechando esta circunstancia, se logra llegar a las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \nabla_x &= \frac{1}{e} \left(\frac{B}{2} x^2 + 2Cxy + \frac{P}{2} y^2 + Ex + Qy \right) \\ \nabla_y &= \frac{1}{e} \left[\frac{K}{2} x^2 + 2Axy + \frac{B - e' \gamma c}{2} + Lx + (De_0 \gamma c)y \right] \\ \delta xy &= \frac{1}{e} (Ax^2 + Bxy + Cy^2 + Dx + Ey) \end{aligned}$$

Los coeficientes A, B, C, D, E, F, K, L, P, Q, se valúan resolviendo el sistema de ecuaciones lineales siguientes

$$\begin{bmatrix} -2n^3 & 3n^2 & -6n & 0 & 1 \\ -6n^2 & 3n & -2 & n^3 & 0 \\ 2m^3 & 3m^2 & 3m & 0 & 1 \\ 6m^2 & 3m & 2 & m^3 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ K \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ ve'\gamma c \\ 0 \\ m\gamma c \\ -ve'\gamma c \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D \\ E \\ L \\ O \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\ell\gamma \\ n(\ell\gamma - eo\gamma c) \\ 0 \\ meo\gamma c \end{bmatrix}$$

En que ℓ es el ancho de la cubierta que se apoya en el contrafuerte

En los dos métodos señalados se ha seguido la conveniencia de considerar positivas las tensiones.

NORMAS PARA EL PROYECTO DE PRESAS

II-A.- NORMAS GENERALES APLICABLES A TODOS LOS TIPOS DE PRESAS

Artículo 7º. - Proyecto previo

7.1. - Se entenderá por Proyecto previo, a los efectos de esta Instrucción, el conjunto de estudios y datos preliminares que se precisen para justificar y definir las obras y sus características, así como el presupuesto correspondiente.

7.2. - Será preceptivo un Proyecto previo de las presas, para incluirlo en la documentación requerida en la programación de planes oficiales o para la tramitación de concesiones administrativas que integren obras afectadas por este Instrucción.

7.3. - El Proyecto previo constará de los siguientes documentos:

- a) Memoria.
- b) Planos.
- c) Pliego de Condiciones.
- d) Presupuesto.

7.4.- En la Memoria se recogerá la documentación referente a los siguientes temas:

- a) Estudio climatológico e hidrológico.
- b) Estudio geológico del embalse y del terreno de ubicación de las obras.
- c) Soluciones alternativas.

7.5.- En los planos del Proyecto previo quedarán recogidas referencias permanentes planimétricas y altimétricas que permiten identificar la ubicación de la presa, embalse e instalaciones anejas.

Artículo 8º.- Proyecto de construcción

8.1.- Se define como proyecto de construcción, la recopilación de planos y condiciones suficientes para la definición y la ejecución de la obra, bajo dirección técnica calificada, de acuerdo con esta Instrucción y con el estado actual de la técnica.

8.2.- Para la construcción de presas o modificación de las existentes, será preceptiva la redacción de un Proyecto, que se ajustará al previo, salvo las modificaciones que justifique.

8.3.- El Proyecto de construcción constará de los siguientes documentos:

- a) Memoria.
- b) Planos.
- c) Pliego de condiciones.
- d) Presupuesto.

8.4.- Siempre que en esta Instrucción se cite el Proyecto, sin más especificación, se entenderá que hace referencia al Proyecto de construcción.

Artículo 9º.- Memoria

9.1.- La memoria justificará las obras proyectadas.

9.2.- El detalle y desarrollo de datos, ensayos y cálculos se recogerá en anexos.

9.3.- La memoria tratará, fundamentalmente, los siguientes temas, con la profundidad y detalle que requieran la importancia y circunstancias de cada presa:

- a) Modificaciones que, por consecuencia de las condiciones naturales o nuevas posibilidades de la técnica, se considere necesario efectuar en relación con el Proyecto previo.
- b) Ampliación de los estudios climatológico e hidrológico, incluidos en el Proyecto previo (Art. 13° y 14°).
- c) Ampliación de los estudios disponibles en lo que a materiales de construcción adecuados se refiere (Art. 16°).
- d) Estudio de los recursos disponibles en lo que a materiales de construcción adecuados se refiere (Art. 16°).
- e) Estudio de las soluciones posibles, incluidas las del Proyecto previo, y comparación de sus características técnicas y económicas (Art. 17°).
- f) Estudio de la estabilidad y resistencia de las obras proyectadas.
- g) Estudio hidráulico de los dispositivos de desagüe del embalse (Art. 18°, 19° y 20°).
- h) Estudio de los dispositivos de control y vigilancia de la obra y del terreno, tanto durante la construcción como en la puesta en carga y la explotación (Art. 22°).
- i) Accesos y comunicaciones (Art. 23°)
- j) Plazos y procedimientos de construcción (Art. 24°)
- k) Normas generales de explotación.

Artículo 10.- Planos

10.1.- Los planos del Proyecto serán suficientes para definir las obras y las particularidades del terreno sobre el que se ubiquen.

10.2.- Con carácter preceptivo se incluirán los siguientes planos:

- a) Plano de la totalidad de la cuenca hidrográfica.
- b) Plano de situación del embalse a escala no inferior a 1:100.000, con inclusión de las vías de comunicación relacionadas con el mismo.
- c) Plano del embalse con curvas de nivel y referido al Norte.
Se recomienda una escala a 1:5.000 y una equidistancia no mayor de cinco metros entre curvas de nivel. En todo caso será elegida para obtener un plano manejable.
- d) Plano topográfico de la cerrada, en el que estén indicados los puntos permanentes de referencia. La escala no será inferior a 1:500 y la equidistancia entre curvas de nivel será, como máximo, 2 m.

Son prácticas recomendables:

Que dicho plano sirva para recoger la información geológica propia de la cerrada. Que este plano -u otro, en su defecto- abarque lo bastante como para comprender los terrenos en que se ubican las instalaciones auxiliares de las obras.

El empleo de una cuadrícula de coordenadas orientada al Norte y apoyada en los puntos permanentes de referencia.

Que la nivelación se enlace con la de precisión del Instituto Geográfico y Catastral.

- e) Planta general de la presa y de las obras con ella relacionadas.

La posición de la presa deberá quedar fijada con relación a los puntos permanentes de referencia o a la cuadrícula de coordenadas.

f) Plano de excavaciones.

g) Planta, alzados y secciones suficientes para definir con entera claridad la presa y las obras e instalaciones, bien sean permanentes o eventuales relacionadas directamente con ella, con especificación de las fábricas y materiales que correspondan.

Los planos relacionados con la maquinaria a instalar, podrán ser modificados cuando se conozcan las características de la misma.

h) Planos detallados de los dispositivos de impermeabilización (tapiz, pantalla, etc.) y drenaje de la presa y el terreno, si tales trabajos se considerasen necesarios.

i) Planos detallados de las obras de desviación del río durante la construcción.

j) Plano de los dispositivos previstos para el control y vigilancia de la presa.

k) Planos de los accesos a los lugares a los que se considere precise llegar para la inspección y vigilancia de la obra.

Artículo 11º.- Pliego de condiciones

11.1.- El Pliego de Condiciones que regulará la ejecución de las obras y las pruebas previstas, dispondrá entre otras, y en forma de articulado, las materias correspondientes a los siguientes apartados:

a) Descripción de cada una de las partes de la obra, con referencia a los planos correspondientes.

b) Calidad de los materiales, su posible procedencia y ensayos a que deben someterse.

c) Normas para la elaboración de las distintas fábricas, precauciones necesarias durante la construcción y control de las calidades obtenidas.

d) Normas generales para la ejecución y control de los dispositivos de impermeabilización y drenaje.

e) Normas para la instalación de los dispositivos previstos para el control y vigilancia de la presa.

f) Programación de la obra.

Artículo 12º.- Presupuestos

12.1.- Los presupuestos deberán contener los resultados de las mediciones de las distintas unidades de obra; los cuadros de precios unitarios; los presupuestos parciales de las diversas partes; y el presupuesto general de toda la obra.

Artículo 13º.- Estudio climatológico

13.1.- El proyecto de construcción desarrollará el estudio climatológico que, preceptivamente, ha de incluirse en el Proyecto previo. Se completarán los datos que hayan servido para este último con las observaciones directas obtenidas durante el plazo transcurrido entre la redacción de ambos Proyectos.

13.2.- El estudio climatológico comprenderá la información necesaria para el estudio hidrológico, así como el análisis estadístico de lluvias, nieves, variaciones térmicas y demás variables que interesen al proceso constructivo, a la calidad de la obra o al comportamiento de su estructura.

Artículo 14º.- Estudio hidrológico

14.1.- En el proyecto se recopilará y complementará el conjunto de datos que haya servido de base para el estudio hidrológico del proyecto previo, integrando

en aquél las observaciones directas que, preceptivamente, habrán de obtenerse durante el plazo que transcurra entre la redacción de ambos documentos.

14.2.- En relación con los caudales que tengan que considerarse, habrá de incluirse una recopilación de datos históricos.

14.3.- El estudio hidrológico no se limitará al análisis de los caudales del río, sino que habrá de evaluar también sus causas determinantes: precipitaciones, escorrentías, fisiografía, etc.

14.4.- La información obtenida tanto referente a las causas climatológicas, lluvias, etc., habrá de contratarse por correlación con otras cuencas, cuando entre ambas no existan condiciones variantes sensibles, como son: posición fisiográfica del valle, naturaleza geológica y vegetal de la superficie determinante de escorrentías, morfología del cauce, etc.

14.5.- El estudio hidrológico se orientará hacia los aspectos siguientes:

a) El suministro de las cifras básicas para el análisis del rendimiento hidráulico de la obra.

b) La ponderación de los riesgos consecuentes al establecimiento de la obra, en cuanto a la creación o modificación de las avenidas en su recorrido a lo largo del cauce aguas abajo.

c) El conocimiento de la influencia que pueden tener las presas de embalse ya construidas en la misma cuenca del río, aguas abajo y aguas arriba de la que se proyecta.

14.6.- Se procurará establecer una función entre caudales máximos anuales y períodos de recurrencia, a la cual habrá de llegarse por extrapolación estadística del régimen del río observado directamente, o por deducción mediante la aplicación de coeficientes adecuados a la superficie de la cuenca receptora, íntimamente unidos a sus características altimétricas, climatológicas, geológicas, fisiográficas, etc. Cuando ambos procedimientos sean posibles, los resultados habrán de cotejarse. En todo caso es obligada una ponderación meticulosa de los resultados finales, habida cuenta de la debilidad de los métodos a nuestro alcance.

14.7.- A efectos de la capacidad del sistema de desagüe (Art. 18º), se denomina "avenida máxima" aquella cuyo período de recurrencia sea de 500 años. A los mismos efectos llamaremos "avenida normal" aquella cuyo período de recurrencia sea como máximo de 50 años, pero calculada siempre con vistas a no alterar, de modo especial, las condiciones del riesgo preexistente. Podrá ser mayor en el caso de que inmediatamente aguas abajo del emplazamiento de la presa, existiera un embalse de capacidad suficiente para laminar la avenida prevista, o por otras circunstancias que se justificarán debidamente.

14.8.- Se preverán las incidencias hidrológicas durante el proceso de construcción de la presa, y en particular el estudio de la desviación del río para hacer posible la cimentación de la obra.

Artículo 15º.- Estudio del terreno

15.1.- El Ingeniero autor del proyecto, asistido si lo considera necesario, por expertos en la materia, deberá comprobar que el terreno es capaz de resistir las sollicitaciones de tipo mecánico o hidráulico impuestas por la presa, por el embalse y por el funcionamiento del sistema. En consecuencia, el estudio del

terreno deberá extenderse a la cerrada, al vaso y a la zona aguas abajo afectada por los desagües de la obra.

15.2.- Además del estudio geológico en la superficie, se harán reconocimientos directos en profundidad, mediante galerías, pozos, sondeos u otros medios de prospección, complementados, cuando el Ingeniero autor del Proyecto lo estime conveniente, con ensayos geotécnicos para determinar las características mecánicas del terreno.

En lo posible, se procurará que al menos parte de las obras de reconocimiento puedan ser incorporadas a la obra definitiva, sirviendo así de elementos de control y vigilancia para registrar posibles anomalías en el comportamiento del terreno o de la presa, en las filtraciones, niveles freáticos, etc.

15.3.- Los ensayos y pruebas que se realicen para determinar las características mecánicas del terreno, cuando sean precisos, se harán en colaboración con un laboratorio o centro especializado de reconocida solvencia.

15.4.- Deberán estudiarse las características sísmicas de la zona donde esté ubicada la presa, justificándose debidamente si procede o no tener en cuenta sus efectos en el cálculo de la presa.

Artículo 16º.- Estudio de disponibilidad de materiales

16.1.- En el Proyecto deberá justificarse, mediante reconocimientos y ensayos, que las prescripciones exigidas para los materiales naturales por las características de la obra, y que el Pliego de Condiciones recoge, pueden satisfacerse con productos procedentes de yacimientos a canteras o canteras situadas en la comarca.

16.2.- Se justificará que los yacimientos o canteras contienen materiales suficientes para ejecutar, con amplitud, toda la obra de la presa, y se pondrán a disposición de la constructora los resultados de ensayos y reconocimientos, así como los planos de situación de los posibles yacimientos de materiales naturales.

Artículo 17º.- Elección del tipo y características de la presa

17.1.- La elección del tipo de presa debe estar precedida de un concienzudo comparativo de soluciones posibles, en su triple aspecto estructural, hidráulico y económico.

Las consideraciones geológicas y la clase de materiales naturales disponibles en las proximidades de la obra habrán de tener, en la mayoría de los casos, un peso decisivo en la elección. Análoga importancia habrá de concederse muchas veces al condicionamiento que sobre el tipo de presa pueden establecerse las exigencias del aliviadero.

17.2.- Entre las soluciones que se consideren, no podrán omitirse aquéllas que supongan un aprovechamiento exhaustivo de los recursos naturales sean éstos las cerradas disponibles o los potenciales hidrológicos. En el supuesto de que los citados recursos fuesen superiores a los aprovechados por el fin inmediato de la obra, deberá incluirse justificación económica de la inversión que requiere el aprovechamiento que se propone, que no ha de ser incompatible con las obras que exija más tarde aquél aprovechamiento exhaustivo.

Artículo 18º.- Capacidad del sistema de desagüe. Influencia del embalse

18.1.- Conocida la avenida máxima, se deberá definir, con criterio de actuación coordinada, los medios de evacuación o laminación convenientes, como son los desagües controlados por compuertas: de fondo, intermedios o de superficies; los desagües de sección acotada pero sin compuerta; los aliviaderos de lámina libre y el resguardo del embalse. Se exceptúa el caudal evacuado por la central de pie de presa, si existiera, y por las diversas tomas de agua con fines industriales o de regadío, salvo casos muy especiales que se justificarán debidamente.

18.2.- En todo caso, deberán cumplirse las siguientes condiciones:

a) La suma de los caudales que puedan ser evacuados por todos los dispositivos sujetos a control, con el embalse a su máximo nivel normal, no será nunca superior al caudal de la avenida normal.

b) La altura de la presa asegurará un resguardo que permita la laminación del caudal de la avenida máxima, y su evacuación con los desagües de que se disponga.

18.3.- Se considerará la posibilidad de reducir el riesgo aguas abajo de la presa mediante el resguardo del embalse, aliviadero de sección limitada u otros medios cualesquiera, y se preverá su repercusión económica en la rentabilidad de la obra.

18.4.- Todos los dispositivos de desagüe se proyectarán con la condición de no dar lugar a erosiones, ni en el cauce ni en las laderas, que pudieran poner en peligro la estabilidad de la presa.

18.5.- Para la solución de los problemas hidráulicos que puedan plantearse en todos los dispositivos de desagüe, es recomendable su estudio y comprobación en modelo reducido cuando sus características hayan sido sancionadas por la práctica; en caso de que no hayan sido o bien cuando existan circunstancias especiales, este ensayo en modelo reducido será obligatorio; deberá realizarse siempre en colaboración con un laboratorio oficial o centro de reconocida solvencia y sus resultados se incorporarán al Proyecto.

Artículo 19º.- Aliviaderos

19.1.- La capacidad de desagüe de los aliviaderos se determinará como se preceptúa en el artículo 18º.

19.2.- Los aliviaderos dotados de compuertas estarán divididos al menos en dos vanos.

19.3.- Las compuertas de los aliviaderos deberán poderse maniobrar con energía procedente de dos fuentes distintas y accionarse también a mano.

19.4.- Si se instalan compuertas automáticas, el número de las mismas no podrá exceder de la mitad del total de las proyectadas. Deberán estar provistas de dispositivos que les permitan comprobar su automatismo sea cualquiera el nivel del embalse.

19.5.- El estudio del desagüe de una avenida cuyo período de recurrencia no sea inferior a 100 años, será preceptivo para el caso en que esté averiada y cerrada una de las compuertas del aliviadero. Para esta circunstancia se tendrá en cuenta:

- a) El efecto laminador del embalse entre los niveles máximos, normal y de crecidas.
- b) El caudal evacuado sobre la compuerta averiada.
- c) Los caudales que puedan evacuarse por otros órganos de desagüe, hasta el límite con el que pueda garantizarse su funcionamiento, de acuerdo con el nivel del embalse.

También se podrá considerar la posibilidad de incrementar la capacidad de desagüe por sistemas de emergencia.

Artículo 20º.- Desagües profundos

20.1.- Se denominan "desagües profundos" aquellos cuyo dintel de toma está a cota inferior a la del umbral más bajo de los desagües de superficie.

Los desagües profundos pueden servir para controlar el nivel del embalse y permitir su vaciado en un tiempo prudencial.

Cuando el desagüe profundo esté situado de forma que la capacidad de embalse que queda por debajo de la cota del umbral en su toma resulta despreciable respecto a la capacidad total, se denominará "desagüe de fondo". En caso contrario, se llamará "desagüe intermedio".

20.2.- La capacidad de los desagües profundos, con el nivel del embalse a la mitad de la altura de la presa, cumplirá las siguientes condiciones:

- a) Los desagües de fondo tendrán como capacidad mínima el caudal medio del río.
- b) Cuando el embalse alimente una central eléctrica, siempre que se puede garantizar en todo momento el consumo de la energía producida, se computarán las turbinas como desagües intermedios, cuando una cualquiera de las mismas se halle fuera de servicio.
- c) Cuando el embalse alimente otra toma de agua para riesgos, abastecimiento, etc..., siempre y cuando tengan una seguridad en su servicio, podrán también computarse, en su totalidad, como desagües intermedios.
- d) Cuando la suma de las capacidades de los desagües de fondo, central y tomas, no alcance a tener, en total, un valor triple del caudal medio del río se proyectarán desagües adicionales intermedios hasta alcanzar dicho valor.

20.3.- Todos los desagües profundos se proyectarán para poder funcionar correctamente, con la carga total del embalse, tanto en su apertura como en su cierre.

20.4.- En cada presa se proyectará como mínimo, dos desagües de fondo.

20.5.- Todos los desagües profundos estarán provistos de doble cierre y deberán poderse accionar a mano y mecánicamente, con energía procedente de dos fuentes distintas.

Para fijar la disposición y dimensiones de los desagües, se recomienda tener en cuenta las "Recomendaciones provisionales para el proyecto y construcción de los desagües profundos de las presas", publicado por el Centro de Estudios Hidrográficos en el nº 29 de la Sección de Normas Técnicas del mes de julio de 1964.

Artículo 21º.- Centrales de pie de presa

21.1.- En caso de que el embalse haya de alimentar directamente una central hidroeléctrica, deberán figurar en el Proyecto los datos fundamentales de este aprovechamiento y especialmente el máximo caudal utilizable.

21.2.- Se definirán en el Proyecto de la presa aquellos elementos de la central o de sus circuitos de alimentación y desagüe que puedan influir en el comportamiento general de la presa.

Artículo 22º.- Sistema de auscultación y vigilancia. Aforos

22.1.- Se proyectará el sistema de control necesario para conocer en todo momento el comportamiento de la presa y del terreno en relación por las previsiones del Proyecto durante las fases de construcción, puesta en carga y explotación.

22.2.- En todas las presas será obligatorio disponer un sistema de control de desplazamientos que, como mínimo, debe constar de:

a) Una colimación en la coronación o en una galería alta que abarque toda la longitud de la presa.

b) Una nivelación de los puntos más importantes de la estructura.

22.3.- Es recomendable en las presas cuya altura sea mayor de 100 m. y obligatorio en las presas bóveda y cúpula mayor de 50 m. establecer una red geodésica para medición de los corrimientos absolutos de presa y laderas.

22.4.- En todas las presas cuya estabilidad dependa de modo notable de las presiones intersticiales, se establecerá un sistema de medición de tales presiones.

22.5.- En el Proyecto se especificarán los criterios convenientes para la vigilancia de las filtraciones que en principio se prevean, así como los dispositivos para su aforo durante la explotación de la presa.

22.6.- Las galerías y cámaras de mecanismos habrán de ser fácilmente practicables, estarán iluminadas y perfectamente ventiladas. Para acceder a ellas, se proyectarán en las presas de más de 50 m. de altura, ascensores o caminos para vehículos, salvo casos especiales que se justificarán debidamente.

22.7.- Deberán preverse en el Proyecto las instalaciones y dispositivos necesarios para aforar tanto los caudales principales afluentes al embalse como los desagüados de él.

Artículo 23º.- Accesos y comunicaciones

23.1.- El Proyecto considerará, en sus líneas generales, los accesos para la construcción y conservación de la presa.

23.2.- Se preverá la telecomunicación del centro de vigilancia de la presa con los servicios de explotación y con la red nacional.

23.3.- Todo embalse importante dispondrá, salvo justificación especial, de un medio de comunicación eficaz con los poblados situados inmediatamente aguas abajo de la presa.

Artículo 24º.- Plazos y procedimientos de construcción

24.1.- Se fijarán en el Proyecto los plazos de ejecución del conjunto de la obra y de cada una de sus partes principales, incluyendo las obras de desviación e instalación de los dispositivos de desagüe.

24.2.- Se preverán asimismo la desviación del río y el orden de ejecución de los elementos de la presa, en la medida en que puedan afectar a la evacuación de las avenidas probables.

24.3.- En el Proyecto se exigirá que las propuestas de los constructores que liciten en la construcción de la presa, vayan acompañadas de un estudio de ejecución en el que se justifique como con los medios, maquinarias y personal previstos puede realizarse la obra conforme a los plazos y prescripciones señalados en el Pliego de Condiciones Técnicas.

Artículo 25º.- Tramitación del proyecto

25.1.- Los organismos competentes del Ministerio de Obras Públicas, encargados de la revisión técnica del Proyecto, comprobarán si éste se ajusta a las normas vigentes y a las prescripciones técnicas que hubiesen figurado en la correspondiente concesión.

25.2.- Las deficiencias subsanables que pudieran apreciarse, bien por cuestión de forma, bien porque algún documento quedará incompleto, serán subsanadas en el plazo que señalen los organismos encargados de la revisión.

25.3.- La Dirección General de Obras Hidráulicas, cumplidos los trámites anteriores y a la vista de los informes pertinentes, resolverá sobre la aprobación del Proyecto.

25.4.- Las modificaciones de detalle que se pretendiera introducir respecto al Proyecto, antes o durante su construcción, deberán ser notificadas previamente a la Comisaría de Aguas u organismo oficial encargado de la inspección, la cual resolverá, si es de su competencia o, en caso contrario, tramitará a la Dirección General de Obras Hidráulicas la solicitud de modificación.

II-B. Normas particulares a presas de fábrica

Artículo 26º.- Definiciones y clasificación

26.1.- Son presas de fábrica las constituidas por hormigón o mampostería.

26.2.- Las presas de fábrica, a efectos de referencia y registro, se clasifican en los siete grupos indicados en el artículo 2º de esta Instrucción.

Artículo 27º.- Solicitaciones a considerar

27.1.- En el Proyecto de una presa de fábrica, se tendrán en cuenta las siguientes solicitudes:

a) Peso propio	Artículo 28º
b) Empujes hidráulicos	Artículo 29º
c) Presión intersticial	Artículo 30º
d) Efecto del oleaje	Artículo 31º
e) Empuje de los aterramientos	Artículo 32º
f) Acción del hielo	Artículo 33º
g) Efectos sísmicos	Artículo 34º
h) Variaciones de temperatura	Artículo 36º
i) Otras solicitudes	Artículo 37º

Artículo 28º.- Peso propio

28.1.- La densidad aparente de la fábrica se justificará mediante ensayos realizados en condiciones análogas a las previstas durante la construcción. En la redacción del Proyecto podrá atribuirse a la mampostería una densidad aparente igual a la conseguida en otras obras construidas con materiales similares. Por igual criterio, se podrá efectuar el cálculo de las presas de hormigón con una densidad aparente de $2,3 \text{ t/m}^3$.

28.2.- Si el proceso constructivo de la obra o la posición de las juntas de construcción pudieran tener influencia en el reparto tensional, será preciso tener en cuenta tales factores al calcular las tensiones debidas al peso propio.

28.3.- Durante el curso de las obras, deberá comprobarse periódicamente la densidad aparente de la fábrica conseguida, y si resultara inferior a la supuesta en más del 2 por 100 deberá comprobarse si ello afecta a la seguridad de la obra.

Artículo 29º.- Empujes hidráulicos

29.1.- Se calcularán los empujes hidrostáticos sobre la presa correspondientes al máximo nivel normal del embalse (Situación normal A_2) y a la máxima sobre-elevación previsible (Situación accidental B_{23}) (Art. 28º).

29.2.- El peso específico del agua para el cálculo de los empujes hidrostáticos será considerado normalmente igual a la unidad. Deberán tenerse en cuenta pesos específicos superiores, determinados experimentalmente, en aquellos casos en que el agua contenga una fuerte proporción de elementos en suspensión.

29.3.- En las presas vertedero, se tendrán en cuenta las presiones dinámicas sobre los paramentos al funcionar el aliviadero cuando este efecto sea desfavorable.

Artículo 30º.- Presión intersticial (Supresión)

30.1.- La presión de los fluidos que llenan los poros de la fábrica y de los terrenos actúa disminuyendo las presiones efectivas entre las partículas sólidas de los mismos y alterando por lo tanto, la estabilidad y resistencia de aquellos. Su efecto puede estudiarse introduciendo en el estado tensional las fuerzas de masa, derivadas del gradiente de presión.

Tal procedimiento, sin embargo, suele conducir a cálculos muy complejos, por lo cual, se recurre, en general, a comprobar la estabilidad de la presa o del terreno en el que se apoya, estudiando el posible deslizamiento según un cierto número de superficies elegidas por consideraciones teóricas, así como según todas aquellas que presenten circunstancias de debilidad particular, tales como la superficie de cimentación, las juntas de trabajo en las fábricas, fallas, diaclasas, estratos blandos o permeables en el terreno, etc.

En todas estas comprobaciones se supondrá, salvo justificación especial, que la presión intersticial actúa sobre la totalidad del área considerada, lo que equivale a estimar como nula el área de contacto efectivo entre partículas.

30.2.- Además de las comprobaciones particulares para cada tipo de presa, indicadas en su lugar, en la fábrica se considerará el efecto de la presión intersticial en planos horizontales o subhorizontales. La presión intersticial que

actúe sobre estos planos, tanto en el interior de la fábrica como en el terreno, recibe el nombre específico de "supresión".

30.3.- Para conocer las presiones intersticiales es necesario, en principio, determinar la red de filtración, lo cual puede hacerse por medios analíticos, gráficos o experimentales (modelos, analogía eléctrica, etc.).

30.4.- Al determinar la red de filtración, será preciso no sólo tener en cuenta las coeficientes de permeabilidad de las diferentes clases de fábrica o terrenos, sino también establecer las hipótesis más desfavorables para la seguridad de la presa en relación con la influencia de posibles heterogeneidades, defectos, fisuras, juntas de trabajo, obturación de drenes o paramentos por incrustaciones o por hielo, diferencias de permeabilidad originadas por el estado tensional, etc. También se tendrá siempre en cuenta la anisotropía de la fábrica y en particular las posibles consecuencias de la permeabilidad, fisuración o rotura de los conductos a presión alojados en las fábricas, terreno del cimientado o estribos.

30.5.- Toda la incertidumbre que sobre la forma de la red de filtración implican estas circunstancias repercute en la magnitud probable de las presiones intersticiales y, por lo tanto, en la valoración del coeficiente de seguridad de la presa. Son, pues muy recomendables todas las medidas que tiendan a reducir el valor absoluto de esas presiones, con lo que se disminuye así la influencia relativa de sus variaciones sobre la estabilidad de la obra. Entre estas medidas, las galerías, los drenajes y las inyecciones contribuyen de manera decisiva a la seguridad de la presa.

30.6.- Partiendo de que es difícil la evaluación de la presión intersticial, solo si se adoptan todas las medidas anteriores, podrá aceptarse que se estime dicha presión mediante las reglas empíricas admitidas para cada tipo de presa.

30.7.- En todo caso, es necesario prever dispositivos que permitan medir e interpretar las presiones intersticiales durante la explotación y comprobar su efecto sobre la estabilidad de la obra.

Para ello, es recomendable proyectar galerías u otros conductos que, además de medir estas presiones, permitan reducirlas.

Artículo 31º.- Efecto del oleaje

31.1.- Cuando la dirección e intensidad de los vientos reinantes o dominantes y su orientación en relación con el embalse, así como la longitud de éste y su posición respecto de la presa lo requieran, se determinará la altura máxima previsible de las olas y sus efectos dinámicos sobre el paramento.

31.2.- En casos particulares, se considerará la posibilidad de que se presenten aludes o corrimientos del terreno sobre el embalse que pudieran ocasionar un oleaje extraordinario.

Artículo 32º.- Empuje de los aterramientos

32.1.- En el Proyecto, se justificará debidamente la altura que pudieran alcanzar los aterramientos en un período de explotación de 100 años. El empuje que producen estos aterramientos se calculará según las teorías de la mecánica del suelo. A falta de datos experimentales, siempre muy recomendables, se considerará en la zona de aterramiento, un empuje horizontal equivalente a la presión hidrostática incrementada en $0,4 \text{ t/m}^3$, y un empuje vertical igual al producido por un líquido de densidad 2.

Artículo 33º.- Acción del hielo

33.1.- Cuando las condiciones climatológicas hagan previsible la formación de una capa de hielo de espesor mayor de 20 cm. en la superficie del embalse, se considerará que, sobre la proyección vertical del área de contacto del hielo con el paramento actúa una presión suplementaria de 1 Kg/cm^2 . Cuando el paramento de aguas arriba sea muy tendido a las laderas próximas a la presa tengan pendientes moderadas, podrán aplicarse coeficientes de reducción a las cifras anteriores.

Artículo 34º.- Efectos sísmicos

34.1.- En lo que atañe a estos efectos, el territorio nacional se considerará dividido en tres zonas de baja, media y alta sismicidad, según el plano que se adjunta.

34.2.- En la zona de baja sismicidad no es necesario tener en cuenta las posibles acciones sísmicas.

34.3.- En la zona de sismicidad media se calcularán las estructuras y dispositivos cuyo buen funcionamiento es vital para la seguridad de la presa, como los aliviaderos, etc., en forma que resistan una aceleración sísmica horizontal igual a la máxima probable en 500 años, y otra vertical con un valor igual a la mitad de la horizontal. En el caso de no conocerse dicha aceleración probable, se adoptará para la componente horizontal, un valor comprendido entre el 5 y el 10 % de la aceleración de la gravedad, y para la vertical, la mitad de la horizontal.

34.4.- En las zonas de alta sismicidad, el Ingeniero autor del Proyecto, asistido si lo cree necesario por expertos en la materia, realizará un estudio sísmológico y tectónico que justifique las acciones previsibles. Para presas bóveda, cúpula o de contra fuertes, será preceptivo el cálculo dinámico, teniendo en cuenta los posibles modos de vibración de la estructura. Lo mismo habrá de hacerse para presas de gravedad de altura superior a los 100 m. sobre cimientos. También deberán preverse los posibles movimientos del terreno en el vaso, cerrada y zonas que les afecten.

34.5.- Las acciones sísmicas horizontales y verticales, se considerarán que separada y conjuntamente, actúan en la dirección más desfavorable. No se tendrá en cuenta la coincidencia con temporales o avenidas extraordinarias.

34.6.- Los efectos hidrodinámicos del agua embalsada se podrán calcular según las fórmulas simplificadas de Westergaard.

34.7.- En las presas de gran importancia estructural y situada en regiones de alta sismicidad, deben instalarse sismógrafos o sismocopios en zonas características de las mismas.

Conviene estudiar los posibles fenómenos de resonancia en el agua embalsada.

Artículo 35º.- Retracción

35.1.- En el cálculo de la estabilidad de la presa se podrá prescindir del efecto de la retracción, siempre que en los métodos de construcción se prevean las precauciones que se indican para cada tipo de presa.

Artículo 36º.- Variaciones de temperatura

36.1.- Los esfuerzos debidos a la dilatación y contracción del hormigón causados por las variaciones de la temperatura exterior, se deducirán tomando

como base las condiciones climatológicas de la región y las características térmicas del hormigón.

36.2.- La amplitud de las variaciones térmicas generales a tener en cuenta será la correspondiente a la variación de las medias mensuales de temperatura, tanto del ambiente como del agua embalsada. En la proximidad de los paramentos de la presa, se considerará la variación diaria.

36.3.- En presas de dimensiones excepcionales, las variaciones de temperatura del hormigón que hay que considerar en los cálculos de estabilidad, se establecerán, dentro de cada sección, como la diferencia entre la temperatura prevista en el hormigón al proceder al cierre de las juntas y la distribución de la temperatura correspondiente al fin del período frío anual, por parte y al fin del período cálido anual, por otra. Para ello se tendrán en cuenta las características climáticas, la probable fluctuación de temperaturas del agua embalsada y la acción de los rayos solares.

En los casos normales, será admisible la simplificación de calcular los esfuerzos térmicos, considerando la distribución de temperaturas en la presa como uniforme en el sentido del espesor, y variable de una sección a otra, según la ley empírica:

36.4.- El Proyecto de presas bóveda o cúpula ha de precisar la temperatura a que se han de cerrar las juntas y estudiará, en alternativa, las posibilidades que ofrece la refrigeración artificial o natural del hormigón, en relación con la época del año en que dicho cierre se lleve a cabo.

Artículo 37º.- Otras solicitudes

37.1.- En casos especiales se tendrán en cuenta:

- a) Vibraciones o esfuerzos dinámicos producidos por el funcionamiento de aliviaderos y órganos de desagüe.
- b) Impactos directos sobre la presa de posibles aludes o corrimientos del terreno.

Dado que estas solicitudes son difícilmente evaluables, siempre será recomendable eliminarlas o, al menos, atenuarlas.

Artículo 38º.- Combinación de solicitudes

38.1.- La estabilidad de la presa y sus tensiones internas máximas, se determinará por lo menos en 6 situaciones distintas, dos normales y cuatro accidentales.

38.2.- Las situaciones normales son:

A1) Embalse vacío: se considerará la combinación de las solicitudes del peso propio y de las variaciones de temperatura.

A2) Embalse lleno: se considerará la combinación de las solicitudes del peso propio, empuje hidrostático, presión intersticial, empuje de los aterramientos, empuje del hielo o de las olas producidas por el viento y variaciones de temperatura. El empuje hidrostático y la presión intersticial serán los que correspondan al máximo nivel normal de embalse.

38.3.- Las situaciones accidentales son:

B1) La originada por sacudidas sísmicas, unida a las solicitudes consideradas en la situación A1.

B2) Situación A2 suponiendo ineficaces los drenes.

B22) La originada por sacudidas sísmicas, unida a las solicitaciones consideradas en la situación A2. Se supondrá que las presiones intersticiales no son afectadas por tales sacudidas. Podrá prescindirse del empuje del hielo o de las olas producidas por el viento, en su caso.

B23) Situación A2 con la máxima sobre-elevación previsible en el nivel del embalse, incluyendo la acción del oleaje extraordinario indicado en el artículo 31°. Se supondrá que las presiones intersticiales no son afectadas por la sobre-elevación del embalse. Se prescindirá del empuje del hielo.

38.4.- Se prescindirá de las solicitaciones no aplicables al tipo de presa considerado o a las condiciones particulares del caso.

Artículo 39°.- Estabilidad estática de la presa

39.1.- En las presas de fábrica se comprobará la estabilidad frente a un posible deslizamiento, según superficies que corten al terreno, incluyendo o no el contacto con la presa, y sean desfavorables a dicho efecto. Se justificará en cada caso:

- a) que se ha comprobado la seguridad frente al deslizamiento según las superficies más desfavorables.
- b) que, antes de iniciarse el deslizamiento, se transmiten las fuerzas a todo el terreno que se considere afectado por aquél, y
- c) que se han previsto las medidas necesarias para garantizar durante la vida de la presa, la permanencia de los terrenos que se oponen al deslizamiento.

39.2.- En las situaciones normales A1 y A2 se comprobará que las fuerzas que tienen a producir el deslizamiento, según las superficies consideradas, son inferiores a las fuerzas que se oponen a aquél, calculadas éstas con una minoración de 1,5 para los coeficientes de rozamiento y de 5 para las cohesiones, determinadas según dichas superficies.

39.3.- En las situaciones accidentales B11, B21, B22 y B23 se comprobará la estabilidad frente al deslizamiento con unos factores de minoración iguales a 1, 2 y 4 para los coeficientes de rozamiento y cohesiones, respectivamente.

Artículo 40°.- Estabilidad elástica de la presa

40.1.- En régimen de tensiones de la presa se determinará aplicando los principios de la teoría de la elasticidad o los clásicos de la resistencia de materiales.

Para las presas de gran altura se recomienda comprobar el comportamiento de la obra mediante ensayos mecánicos en modelo reducido. Estos ensayos se harán siempre en colaboración con un laboratorio oficial o centro de reconocida solvencia, y sus resultados se incorporarán al Proyecto.

40.2.- El Proyecto deberá señalar los coeficientes de seguridad adoptados para las tensiones internas, en relación con la resistencia característica del hormigón definida en el artículo 41°.

40.3.- Se exigirán, como mínimo, los siguientes coeficientes de seguridad en relación con la resistencia característica del hormigón a los 90 días.

- A compresión:

- 4 (cuatro) en las situaciones normales A1 y A2.
- 3 (tres) en las situaciones accidentales B11, B21, B22 y B23.

- A tracción:

- 3 (tres) en las situaciones normales A1 y A2.
 - 2 (dos) en las situaciones accidentales B11, B21, B22 y B23.
- 40.4.- Cuando la desviación media cuadrática de los resultados de los ensayos a rotura del hormigón sea inferior al 15%, los coeficientes de seguridad señalados podrán reducirse en un 20%.
- 40.5.- Salvo justificación suficiente, las cargas de trabajo a compresión en la Presa no rebasarán los 80 kg/cm², y en ningún caso sobrepasarán los 100 kg/cm². en situaciones normales ni los 120 kg/cm². en las accidentales.
- 40.6.- No se admitirán cargas de tracción superiores a 10 kg/cm². en situaciones normales, salvo en las presas bóvedas o cúpula en situación A1 en que podrán alcanzar hasta 15 kg/cm². En las situaciones accidentales podrán admitirse cargas límites superiores en un 20 % a las señaladas.
- 40.7.- No se admitirán tracciones en las presas de mampostería.
- 40.8.- Tratándose de presas de gravedad macizas o aligeradas y en las situaciones normales A1 y A2, no deben aparecer tracciones en la hipótesis de variación lineal de tensiones.

Artículo 41º.- Cargas de rotura del hormigón

41.1.- Se define como resistencia característica de un hormigón en obra el valor que se obtiene a partir de una serie de n ensayos de resistencia en probetas, al multiplicar por dos la media aritmética de los n/2 resultados más bajos y restar después la media aritmética del conjunto de los n resultados. Si el número n es impar, se prescindirá del valor mediano.

Esta resistencia características estará referida a ensayos de compresión realizados sobre un mínimo de 6 probetas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, de 90 días de edad, fabricadas y conservadas en obra con arreglo al método de ensayo UNE 7.240 y rotas por compresión según el método de ensayo UNE 7.242.

Los ensayos de control del hormigón en obra podrán realizarse en probetas cilíndricas, prismáticas o cúbicas, de dimensiones distintas a las citadas, como se indica en el artículo 85º, previa determinación de los coeficientes de correlación entre las resistencias del hormigón en las probetas empleadas en obra y la resistencia características antes definida.

Se recomienda realizar el control de resistencia del hormigón en obra con ensayos de rotura a 7 y 28 días, una vez conocida la ley de crecimiento de la resistencia a la compresión hasta los 90 días para cada tipo de hormigón.

41.2.- No se admitirán como elementos resistentes de las obras, hormigones cuya carga de rotura característica a compresión sea inferior a 100 kg/cm².

41.3.- A falta de ensayos específicos, la resistencia a la tracción del hormigón se considerará igual a la décima parte de la comprobada para la compresión.

41.4.- Cuando para comprobar la calidad del hormigón se saquen probetas testigo de la obra ejecutada, su diámetro no será inferior al triple del tamaño máximo del árido contenido en aquélla. Se tomarán las precauciones necesarias para que la probeta no resulte dañada.

Artículo 42º.- Resistencia de cimientos

42.1.- Para valorar la resistencia de los cimientos de la presa, se tendrá en cuenta la naturaleza y la estructura tanto del terreno de apoyo directo como de todo aquél que pueda afectar a la estabilidad de la presa.

42.2.- Cuando el terreno de cimentación presente discontinuidades en sus características mecánicas, y en particular sismicidad potencial, se considerará su influencia sobre la estabilidad de la presa.

42.3.- Se estudiarán las condiciones de permeabilidad del terreno en que se asiente la presa y las posibles filtraciones a través del mismo, debiéndose adoptar las medidas convenientes para evitar riesgos de sifonamiento y de arrastre de materiales finos.

42.4.- En los casos en que no sea evidente que el terreno de cimentación puede soportar las cargas que ha de transmitirle la presa, con los coeficientes de seguridad previstos en esta Instrucción, se determinarán medidas ensayos realizados "in situ" las características de deformabilidad y resistencia al esfuerzo cortante del terreno, teniendo muy en cuenta su anisotropía y la eventual variación de sus propiedades con el grado de humedad. Para ello, se considerarán las posibles superficies de deslizamiento, en relación con las direcciones de las litoclasas y otros accidentes que debiliten la roca en direcciones definidas. Igualmente se estudiará la posible influencia de la saturación, mediante ensayos en laboratorio o "in situ"

Artículo 43º.- Juntas de contracción

43.1.- En las presas de fábrica se proyectarán juntas transversales de contracción.

Es una práctica recomendable la de que la separación entre las juntas de contracción sea del orden de 15 m.

Cuando el espesor de la estructura lo requiere, se recomienda proyectar también las juntas longitudinales de contracción.

43.2.- En las presas bóveda o cúpula las juntas de contracción deberán orientarse aproximadamente normales a la dirección de los esfuerzos transmitidos a su través.

43.3.- Las juntas transversales de contracción irán provistas de dispositivos de impermeabilización adecuados.

43.4.- En las juntas transversales de contracción de las presas bóveda o cúpula, así como en las de gravedad que se calculan como monolíticas y, para todos los casos en las juntas longitudinales, se preverán los dispositivos necesarios para rellenar y cerrar las juntas en el momento preciso.

Es admisible la solución de juntas de contracción abiertas, dejando entre los bloques espacio suficiente para su posterior relleno con hormigón, pero tratando las superficies de los bloques contiguos según las normas previstas en esta Instrucción.

Es recomendable colocar en el interior de los bloques de hormigón termómetros de lectura a distancia, que permitan comprobar la evolución de temperaturas en el interior de la presa y determinar el momento más favorable para el cierre de juntas.

43.5.- En las presas bóveda o cúpula no se procederá al relleno o inyección de las juntas de contracción hasta que la temperatura de los bloques sea la prevista en las hipótesis de cálculo, a menos que se garantice la posibilidad de repetir las inyecciones o se compruebe que en las nuevas condiciones de sollicitación se mantienen los coeficientes de seguridad prescritos.

Artículo 44º.- Drenajes y galerías

44.1.- En los casos en que las dimensiones de la presa lo permitan, se construirán galerías de inspección y drenaje, próximas a la cota más baja de la cimentación y al paramento de aguas arriba.

Las dimensiones de estas galerías serán las adecuadas para poder ejecutar desde ellas sondeos de reconocimiento, inyecciones y drenajes.

44.2.- En presas de gran altura y de anchura suficiente, se construirán también galerías a alturas intermedias directamente accesibles desde el exterior.

Son prácticas recomendables:

a) que la separación en altura entre las galerías no exceda de los 30 m.

b) que las galerías de inspección y drenaje se prolonguen hacia el interior de las laderas, a fin de inspeccionar el terreno y controlar y drenar las filtraciones.

44.3.- Las galerías de inspección y drenaje se enlazarán mediante conductos de drenaje que penetren en el terreno de cimentación, y estén dispuestos de manera que sea fácil su vigilancia y limpieza.

44.4.- Se adoptarán las precauciones convenientes para asegurar la ventilación de las galerías de inspección y drenaje y evitar su inundación. En caso de que no sea posible evacuar por gravedad el agua de filtraciones o impedir la entrada del agua desde el cauce de aguas abajo, se instalará en las galerías un sistema de bombas de achique.

44.5.- Se adoptarán las precauciones convenientes para evitar todo posible originado por la instalación eléctrica.

Artículo 45º.- Camino de coronación

45.1.- En la coronación de las presas se dispondrán caminos de servicio, no interrumpidos por los aliviaderos ni por ningún otro elemento de la instalación.

45.2.- Sobre el máximo nivel de embalse en crecidas, deberá preverse un resguardo suficiente para evitar el desbordamiento por oleaje.

Se recomienda que entre el máximo nivel normal de embalse y la cota del camino de coronación quede en las presas de fábrica un resguardo de al menos un metro.

46º.- Prescripciones especiales para las presas de gravedad

46.1.- Se evitará que un mismo bloque quede cimentado sobre terrenos cuyas características de deformación bajo cargas, presente diferencias acusadas.

Se recomienda que las superficies de cimentación de cada bloque sean sensiblemente horizontales o ligeramente ascendentes hacia aguas abajo.

46.2.- Puede admitirse el escalonamiento de la cimentación en sentido transversal al cauce, para adaptarse a la pendiente de las laderas, pero procurando evitar grandes desniveles en aquél y haciendo coincidir las juntas de contracción con las aristas de los escalones mayores.

En las presas de gran altura se recomienda enlazar los paramentos con la roca de cimentación por medio de superficies de acuerdo, para evitar concentración

de tensiones. También es recomendable suavizar en el paramento de aguas abajo los acuerdos entre el talud principal y el vertical de coronación.

46.3. En caso de que las juntas de contracción separen bloques cuyas alturas difieran notablemente o estén cimentados sobre terrenos con distintas características de deformación bajo cargas, se proyectarán las juntas de modo que permitan los movimientos relativos de los bloques, sin rotura de los dispositivos de impermeabilización o se estudiará, si es posible, la transmisión de esfuerzos entre bloques y sus efectos sobre el estado tensional y la estabilidad de la presa.

La disposición de galerías a lo largo de las juntas transversales y longitudinales, permite una mejor observación de los movimientos relativos entre los bloques, además de facilitar posibles inyecciones y aminorar las supresiones. La intercomunicación, mediante conductos, entre las galerías de una junta refuerza estas posibilidades.

Artículo 47º.- Prescripciones especiales para las presas de contrafuertes

47.1.- No se admitirá la fábrica de mampostería para la construcción de este tipo de presas, salvo justificación especial.

47.2.- Deberá estudiarse en el interior de los contrafuertes, en la unión de éstos con las cabezas o pantallas de impermeabilización y en las secciones normales a éstas, el reparto de tensiones producido por el efecto simultáneo del peso propio, empuje hidrostático y acción de las presiones intersticiales sobre planos horizontales y verticales.

En presas de gran altura, se recomienda estudiar los esfuerzos adicionales que se produzcan en las cabezas de los contrafuertes, debidos a la influencia de la rigidez de cimientos y a la deformación del alma del contrafuerte.

Si en el cálculo se obtienen tracciones en las cabezas o pantallas o en la zona de enlace de aquellas con el alma de contrafuerte, es recomendable disponer armaduras de acero en cuantía y disposición adecuadas para impedir el agrietamiento.

47.3.- La superficie de cimentación de cada contrafuerte será normal a su plano de simetría.

47.4.- Se dispondrán juntas permanentes de contracción entre contrafuertes contiguos o, alternativamente, formando bloques de dos contrafuertes con su correspondiente pantalla.

47.5.- Se estudiarán los efectos térmicos y las tensiones debidas a las diferencias de altura de los contrafuertes.

Artículo 48º.- Prescripciones especiales para las presas bóveda y cúpula

48.1.- En el Proyecto de estos tipos de presas, se determinará su estado tensional, teniendo en cuenta la deformabilidad del terreno de cimentación y de los estribos en que pudiera apoyarse.

Es práctica recomendable comprobar mediante ensayos mecánicos en modelo reducido, la distribución de tensiones resultantes de los cálculos. Estos ensayos se harán en colaboración con un laboratorio oficial o centro de reconocida solvencia y sus resultados se incorporarán al Proyecto.

48.2.- Cuando en el Proyecto de presas bóveda o cúpula aparezcan zonas con tracciones importantes, se recomienda prever armaduras de acero, dispuestas

de manera que eviten la iniciación de grietas. En caso contrario deberá estudiarse la distribución que se obtendría en la hipótesis de fisuración total de hormigón sometido a tracción y justificar que las compresiones máximas resultantes no exceden de las cargas admisibles.

48.3.- Se comprobará en el Proyecto la estabilidad de la estribación de la presa, en particular referida al posible deslizamiento según la superficie de apoyo en el terreno y según otras posibles superficies de deslizamiento.

Se aconseja que las oblicuidades entre la superficie del terreno y la superficie media de la presa sean moderadas.

48.4.- Cuando se proyecte el aliviadero en la coronación de la presa o a través del cuerpo de la misma, se evitará la posibilidad de vibraciones y que se produzcan erosiones al pie de la presa, siendo preceptivo en tales casos el estudio en modelo reducido del comportamiento del aliviadero.

Artículo 49º. Sistema de auscultación

49.1.- En el Proyecto se han de prever los dispositivos necesarios y las normas que permitan, de forma elemental y rápida, conocer el comportamiento de la presa en cuanto a su seguridad.

En obras de especial importancia es recomendable ampliar este dispositivo no solamente en el sentido de una mayor precisión sino también con miras a obtener datos útiles para investigaciones posteriores.

49.2.- Salvo justificación, se deberán hacer las determinaciones siguientes:

- a) La medición de los movimientos relativos entre la presa y el terreno, determinados por métodos topográficos y por péndulos.
- b) La medición de la temperatura en el interior de la presa, en el agua próxima a ella y del ambiente en sus proximidades.
- c) La medición de supresiones en la presa y el terreno.
- d) La medición de los movimientos en las juntas entre bloques y en las superficies de cimentación.
- e) El aforo de las filtraciones, tanto en la fábrica como en el terreno.

Para una observación más rigurosa de las deformaciones exteriores es recomendable establecer una red de referencias geodésicas, extendida a las laderas y a otros lugares de los terrenos con sus correspondientes estaciones de observación. Deben incluirse itinerarios de nivelaciones de precisión prolongados en el interior de las galerías.

Las medidas de deformaciones internas y de tensiones, pueden incluirse en el grupo de las de investigación. Estas mediciones resultan un complemento útil de la investigación.

49.3.- Especialmente en las presas bóveda o cúpula y en las de gravedad, en las que haya que inyectar juntas, se dispondrán termómetros cuyos datos sirvan de orientación para realizar dichos trabajos.

II-C.-Normas particulares aplicables a presas de materiales sueltos

Artículo 50º.- Definiciones y clasificación

50.1.- Llamaremos "presa de materiales sueltos" a aquellas cuyos elementos no estén ligados entre sí por conglomerantes hidráulicos.

50.2. Podemos clasificar estas presas en: "presas homogéneas", "presas con diafragma impermeable", "presas heterogéneas" y "presas de relleno hidráulico".

50.3.- Llamaremos "presas homogéneas" a las construidas con tierras de una sola calidad, generalmente apisonadas, de impermeabilidad suficiente para limitar por sí mismas el paso del agua. Suele llevar mantos de otro material como protección de los paramentos, o como filtros, sin dejar de pertenecer a esta clase, siempre que estos mantos no tengan un volumen comparable al de las tierras del cuerpo de la presa.

50.4.- Llamaremos "presas de diafragma impermeable" a aquéllas en que la función de detener el paso del agua está confiada a una lámina que puede ser de hormigón armado, hormigón en masa, metal, mezclas asfálticas, materiales plásticos, etc. Este diafragma suele aplicarse en el paramento de aguas arriba, en cuyo caso la denominaremos "presas de pantalla impermeable", empleando en cambio el nombre de "presa con diafragma interior" para los otros casos.

Las presas con diafragma impermeable suelen estar constituidas en su masa por escollera, aún cuando hay algunas constituidas, al menos en parte, por tierras. La escollera puede ser "vertida", "apisonada" o "vibrada". También puede constituir en trozos de piedra colocados de forma que ocupen desde el principio posiciones muy estables, en cuyo caso la masa así constituida recibe el nombre de "mampostería en seco". Finalmente, "escollera arreglada" es la escollera vertida cuyos bloques han sido manipulados con palancas o con grúa, para llevarlos a posiciones más estables.

50.5.- Llamaremos "presas heterogéneas" a las formadas por materiales diferentes, agrupados adecuadamente en distintas zonas de la presa. Alguna de estas zonas deberá ser impermeable, pudiendo estar constituida por tierras o bien por una mezcla asfáltica.

Se asimilarán a presas heterogéneas de tierra, aquéllas presas constituidas por una sola clase de tierras, pero en las que se colocan en los espaldones alternadas capas horizontales de drenaje, que confieren a la masa de éstos características correspondientes a un material de mucha mayor permeabilidad que el núcleo.

Las presas heterogéneas pueden ser "de tierra" o "de escollera", si bien la transición es gradual de uno a otro tipo. Llamaremos, a los efectos de esta Instrucción, presas de escollera a aquéllas en que las zonas formadas exclusivamente de elementos gruesos de roca, que constituyen un conjunto de permeabilidad ilimitada, ocupen más de dos tercios de la sección del cuerpo de la presa.

Llamaremos "presas de escollera con núcleo delgado" a aquéllas en que el área de la zona formada de tierras impermeables o de mezcla asfáltica, no ocupe más del décimo de la sección transversal de la presa.

50.6.- En las "presas de relleno hidráulico", el material se draga en lugar apropiado y se transporta en suspensión por medio de tuberías. El proceso de formación del relleno tiene lugar por sedimentación, la cual se regula del modo conveniente para conseguir el fin que se desea.

En ocasiones, el relleno hidráulico se emplea tan sólo para constituir una de las zonas de la presa, en particular, una zona permeable, con terrenos arenosos, dando así origen a una presa mixta.

Otras veces, el transporte hidráulico y la sedimentación se utilizan únicamente para rellenar los huecos de una escollera y colocada, con el objeto de aumentar su densidad y, eventualmente, proteger la roca de la meteorización. Esta operación se considera como complementaria de la ejecución de la escollera y no como un verdadero proceso de relleno hidráulico.

El método de construcción llamado "relleno semihidráulico", que consiste en transportar el material por medio de vehículos para ser posteriormente colocado en obra por extendido con chorros de agua, no es habitual en la actualidad, ya que la ventaja principal de este procedimiento es la economía del transporte por tubería. Sin embargo, si se llegara a emplear, la presa así constituida, se consideraría de relleno hidráulico, pues el transporte previo en vehículos no introduce diferencia esencial en las cualidades del relleno construido.

Artículo 51º.- Normas para la comprobación de la estabilidad de presas de materiales sueltos

51.1.- El cálculo de las presas de tierra consistirá en determinar el coeficiente de seguridad al deslizamiento, a lo largo de la superficie pésima a este respecto, entre todas las posibles.

En el momento actual, este cálculo se efectúa mediante tanteos.

51.2.- Llamaremos "coeficiente de seguridad al deslizamiento" en cada una de las superficies estudiadas al número por el que habría que dividir la resistencia total al esfuerzo cortante de los materiales atravesados para el equilibrio fuese estricto.

51.3.- Deben tantearse numerosas superficies de posible deslizamiento para tener la seguridad de localizar la hipótesis más desfavorable.

En el caso de presas homogéneas tantear superficies bastará tantear superficies cilíndricas circulares con diferentes radios y centro, pero en el caso de presas heterogéneas y en las de diafragma impermeable será preciso tantear superficie mixtas, con secciones de curvatura variable e incluso zonas planas.

En el caso de presas de escollera, especialmente en las de núcleo delgado y en las presas con diafragma, no deben olvidarse las posibles superficies convexas de deslizamiento, en el caso de comprobación a embalse lleno.

51.4.- La resistencia al esfuerzo cortante en cada punto se considerará, en general, igual a la definida por la ley a la definida por la ley de Coulomb en presiones efectivas, cuyos coeficientes se habrán determinado experimentalmente. Se considerará que las presiones efectivas son iguales a las totales menos la presión intersticial. Para la determinación de las presiones totales se tendrán en cuenta las fuerzas interiores en la cuña deslizante.

Se recomienda que en presas importantes o cuanto se tanteen superficies de gran curvatura y se empleen métodos que descompongan la cuña deslizante en fajas, se tenga en cuenta la interacción entre las mismas.

Artículo 52º.- Solicitaciones a considerar y coeficientes de seguridad exigidos en cada caso

52.1.- En la comprobación de la estabilidad de estas presas, se considerarán las sollicitaciones siguientes: peso propio, presión hidrostática con el máximo nivel de embalse en crecidas y presiones intersticiales. No es necesario tener en

cuenta el empuje del hielo ni el de las olas, ni los efectos de las variaciones temperatura.

52.2.- En las zonas de sismicidad baja, según se define en el artículo 34°, no se tendrá en cuenta, en general, el efecto sísmico, excepto en puntos próximos a la zona de sismicidad media y si concurren circunstancias especiales de peligro, en las cuales se tomará una aceleración exclusivamente horizontal, para la que se elegirá un valor que puede llegar al 5 por 100 de la gravedad.

52.3.- En las zonas de sismicidad media se tomará una aceleración horizontal comprendida entre el 5 y el 10 por 100 de la gravedad, según su menor o mayor proximidad a las zonas de sismicidad alta y otras circunstancias geológicas o de especial peligro que concurren en la obra.

52.4.- En las zonas de sismicidad alta, los efectos de las posibles acciones sísmicas se tendrán en cuenta como una aceleración exclusivamente horizontal, que como mínimo será igual al 10 por 100 de la gravedad.

Es recomendable que, en las zonas de sismicidad alta, el Ingeniero autor del proyecto, asistido, si lo cree necesario, por expertos en la materia, haga un estudio sísmológico y tectónico que justifique las acciones de los seísmos previsibles. También deberán preverse los posibles movimientos del terreno en el vaso, cerrada y zonas que puedan afectar a la presa.

52.5. La estabilidad de la presa deberá comprobarse para los tres estados siguientes, cada uno de ellos sin acción sísmica en todo caso, y con acción sísmica en los casos en que ésta haya de ser tomada en cuenta.

a) Distintas fases de la construcción.

b) Embalse lleno.

c) Desembalse rápido.

Para el caso a) hay que comprobar la estabilidad de ambos taludes. En los casos de presa de escollera y presa de tierra con núcleo delgado y espaldones muy permeables, se puede omitir esta comprobación para el talud de aguas abajo, salvo que la naturaleza arcillosa del cimientado lo haga necesario.

Para el caso b), basta comprobar la estabilidad del talud de aguas abajo. Para el cálculo de la presión hidrostática se tomará el nivel máximo de embalse en crecida, pero para el de las presiones intersticiales bastará el máximo nivel normal, si se estima que la duración de las avenidas no es suficiente para establecer un régimen permanente de filtración.

Para el caso c), bastará comprobar la estabilidad del talud de aguas arriba. Hay que hacer notar que el caso más desfavorable no siempre corresponde al desembalse rápido total y es preciso, por tanto, tantear la estabilidad con diversos niveles de desembalse.

52.6.- Se exigirán los siguientes coeficientes de seguridad mínimos:

A) Presas de escollera con diafragma de hormigón o asfalto.

	Sin efecto sísmico	Con efecto sísmico
Distintas fases de la construcción	1,3 (1)	1,2 (1)
Embalse lleno	1,4	1,4
Desembalse rápido	1,3 (2)	1,3 (2)

(1) Sólo el talud de aguas arriba, excepto si el cimiento es arcilloso.

(2) No se calcula, excepto si el cimiento es arcilloso o el elemento de impermeabilidad es un diafragma en su interior.

B) Presas de escollera con núcleo de tierra, presas heterogéneas de tierra y presas de relleno hidráulico.

	Sin efecto sísmico	Con efecto sísmico
Distintas fases de la construcción	1,2 (1)	1,0
Embalse lleno	1,4	1,3
Desembalse rápido	1,3	1,0

C) Presas homogéneas de tierra.

	Sin efecto sísmico	Con efecto sísmico
Distintas fases de la construcción	1,2	1,0
Embalse lleno	1,4	1,4
Desembalse rápido	1,3	1,1

Los coeficientes de seguridad a exigir varían en cada caso, en primer lugar según la gravedad del posible accidente. Se acepta además una reducción en el caso de considerar la acción sísmica, por la falta de probabilidad de coincidencia de este efecto con algunos estados transitorios de la presa, como son las distintas fases de la construcción y el desembalse rápido. La acción sísmica, por otra parte, es de acción tan rápida que en presas de escollera y en las de tierra heterogéneas que tengan espaldones más o menos granulares, produce sólo una deformación sin llegar al corrimiento de los taludes, pero esta deformación será muy peligrosa en el caso de diafragma y no lo será en el caso de núcleo de tierra. Por último, las presas heterogéneas son menos peligrosas en caso de agrietamiento que las homogéneas.

52.7.- El conocimiento de la distribución de la presión del agua intersticial en cualquiera de las hipótesis de las hipótesis de carga es fundamental para los cálculos de estabilidad en este tipo de estructuras y merece el más cuidadoso

estudio para la determinación de la red de filtración y, en el caso de desembalse rápido, de las variaciones de dichas presiones a causa del cambio en el estado de tensiones totales en la presa.

Por el contrario, el coeficiente de permeabilidad no es dado que interese en general conocer con precisión, bastando en muchas ocasiones con la comparación de la granulometría e índices de Atterberg de los materiales disponibles con los de materiales empleados en otras presas, para enjuiciar la posibilidad de utilización de los mismos.

Se exceptúan los siguientes casos:

- a) Presas en las que no se pueda tolerar más que una pérdida muy pequeña de agua por filtraciones. El coeficiente de permeabilidad resultará necesario para calcular el caudal de filtración previsible.
- b) Presas heterogéneas con zonas contiguas de coeficientes de permeabilidad muy parecidos (relación entre uno a tres y uno a diez), ya que entonces la red de filtración y, por lo tanto, las presiones intersticiales dependen de dicha relación.
- c) Casos en los que se quiere calcular la disipación de presiones intersticiales durante la construcción.

Se hace notar, sin embargo, que este cálculo es sumamente aleatorio y que, en los casos normales es preferible proceder como si no tuviese lugar. Tan sólo en presas muy importantes puede merecer la pena hacerlo, contrastando sus resultados con las medidas efectuadas en presas ya construidas y, muy en especial, con los datos que durante la construcción se vayan obteniendo de la auscultación de la presa.

52.8.- Se habrá de tener en cuenta la muy probable existencia de una anisotropía con respecto a la permeabilidad en las tierras colocadas en obra, la cual tiene una influencia decisiva sobre la red de filtración. Si no existen datos sobre esta característica en el caso concreto en estudio, se puede suponer que, en una presa de tierra apisonada, la permeabilidad vertical es la que se determina en el laboratorio, mientras que la horizontal puede oscilar entre ese mismo valor y otro nueve veces mayor, cifra que puede elevarse hasta veinticinco veces en el caso de presas de relleno hidráulico.

Las comprobaciones de estabilidad y de velocidades de filtración, caudales, etc. deberían hacerse dentro del campo de variación indicado, pero en general basta hacer las siguientes hipótesis:

- Permeabilidad horizontal máxima, para la comprobación de velocidades, caudales y estabilidad del talud de aguas abajo.
- Permeabilidad horizontal igual a la vertical, para la comprobación de la estabilidad del talud de aguas arriba.

52.9.- Para el cálculo de la estabilidad a embalse lleno y con desembalse rápido se estudiará también la influencia que una intensa temporada de lluvias para llegar a tener sobre la red de filtración.

Artículo 53º.- Condiciones de los cimientos

53.1.- Se deberán investigar mediante los oportunos reconocimientos las condiciones de resistencia e impermeabilidad de la cimentación, extendiendo su estudio a un número suficiente de puntos de la superficie de apoyo. Los

resultados de estos reconocimientos se incorporarán al Proyecto y deberán tenerse en cuenta en los cálculos del mismo.

53.2.- En esos reconocimientos, se tomarán muestras y testigos. En el caso de que éstos sean de roca, se conservarán perfectamente rotulados y ordenados en lugar próximo a la obra, a disposición de los servicios que hayan de inspeccionarla en su día.

53.3.- Cuando las muestras extraídas sean de materiales sueltos, se enviarán a un laboratorio, en el que se determinen los coeficientes precisos para la elaboración del Proyecto. Tan sólo se conservarán en lugar próximo a la obra algunas muestras que representen de una manera típica los distintos terrenos hallados.

53.4.- En el Proyecto deberán preverse las disposiciones necesarias para que la presión intersticial en los cimientos no sobrepase en ningún punto y con ningún régimen los límites admisibles, y que la velocidad de filtración sea suficientemente reducida para evitar arrastres o sifonamientos. Si el terreno no es lo suficientemente impermeable, se formarán pantallas o rastrillos, o bien se alargará el camino de filtración por medio de zampeados prolongados hacia aguas arriba.

Artículo 54º.- Impermeabilización y drenajes

54.1.- El elemento de la presa destinado a impedir el peso del agua será estudiado y ejecutado con un cuidado especial. Aún en el caso de presas homogéneas, se señalará en el Proyecto una pantalla o un espaldón aguas arriba, en el cual se vigilarán particularmente la calidad de los materiales y la puesta en obra de los mismos, para asegurar la impermeabilidad del conjunto.

54.2.- Se extremarán los cuidados en el contacto entre el elemento impermeable y el cimiento y laderas, previendo disposiciones adecuadas para un enlace perfecto. En particular, si las laderas son de roca, se regularizarán de modo que, en toda el área de contacto, no queden planos verticales ni en desplome, ni discontinuidades bruscas en la roca, siendo incluso más recomendable que todos los planos de contacto queden con pendientes no superiores a 5 y sin puntos angulosos marcaos en los acuerdos.

En el caso de grandes irregularidades o fuertes pendientes, puede ser recomendable regularizar el asiento del núcleo con hormigón, incluso estableciendo una cama continua. Esta disposición tiene también la ventaja de facilitar las inyecciones del tratamiento superficial en la roca, si las hubiere.

54.3.- En los casos de diagrama o pantallas de hormigón, deberá estudiarse cuidadosamente la disposición de las juntas que garanticen la impermeabilidad, permitiendo al mismo tiempo el juego de asientos previsibles.

Los diafragmas de hormigón, a pesar de estas medidas, suelen agrietarse. Al ser interiores, la posibilidad de reparación adecuada es escasa, por lo cual esta última disposición se considera hoy poco conveniente. En el caso de que se adopte, se recomienda colocar en su paramento de aguas arriba una capa de arcilla o de material asfáltico que pueda impermeabilizar las probables fisuraciones.

54.4.- En el caso de pantallas en el paramento de aguas arriba, de hormigón o de otro cualquier material, se colocará en su trasdós una capa adecuada de drenaje, para evitar la posibilidad de supresiones durante el desembalse.

Es conveniente que esta capa de drenaje tenga un conducto independiente de evacuación al exterior fácilmente inspeccionable, que permita descubrir sin dilación cualquier rotura de la pantalla.

54.5.- Si la zona impermeable es de tierra, su espesor y la calidad de las tierras a emplear deberán estudiarse con el mayor cuidado, para garantizar una impermeabilidad suficiente y evitar el riesgo de erosión interna debida a la filtración.

En particular, cuando sea inevitable el empleo de tierras limosas o de arcillas de baja plasticidad, se tendrá muy en cuenta la posibilidad de agrietamiento, por la falta de flexibilidad de los macizos constituidos por estos materiales. El estudio de este problema se deberá hacer con todo detalle cuando la cimentación sea compresible o cuando las laderas de la cerrada sean muy pendientes, caos en los que se harán ensayos para determinar la deformabilidad e las tierras, en condiciones equivalente a las de su puesta en obra.

56.6.- En todos los casos, se estudiarán con la mayor atención todas las posibilidades de paso del agua a través de la presa, del cimient y de las laderas, tanto en la filtración normal como en posibles defectos y averías, y se proyectarán las disposiciones necesarias para que la evacuación de estas filtraciones se haga sin el menor peligro para la estabilidad de la presa y sin posibilidad de arrastres, para lo cual toda posible superficie del macizo terroso a través de la cual puedan emerger las aguas, deberá quedar protegida por un material de condiciones adecuadas para que sirva de filtro.

En muchos casos, será conveniente proyectar una red de conductos de drenaje que evacuen al exterior los posibles caudales filtrados, en condiciones tales que permitan su identificación, vigilancia y aforo. En particular, se estima conveniente la construcción de una galería longitudinal visitable, en la base de la pantalla, del núcleo o del diafragma, que permita dicha vigilancia y al mismo tiempo sirva de acceso para la ejecución o el perfeccionamiento de una cortina de inyecciones en el cimient, si resultara necesario. Igualmente conviene que esta galería penetre en el terreno de las laderas, para vigilar y combatir las filtraciones que en ellas puedan producirse.

54.7.- Los filtros de protección constarán de una o varias capas de materiales tales que establezcan una transición entre las granulometrías de dos zonas en contacto en las superficies a través de las cuales puede haber filtración, en condiciones normales o accidentales.

Estos filtros deberán ser capaces de evitar arrastres peligrosos de partículas finas, extremo que se justificará mediante reglas empíricas corrientemente admitidas en la práctica, o bien por experimentación directa con los materiales en contacto.

Estos filtros se reforzarán, aumentando el espesor de sus capas e incluso su número, en los puntos más peligrosos, como son, por ejemplo, las proximidades del contacto con las laderas.

54.8.- Llamaremos capas de transición a las que se colocan entre zonas en contacto, pero en superficies en las que no exista filtración importante. Su objeto es evitar la interpenetración entre dichas zonas y los asientos consiguientes. Como en el caso de los filtros, el material de que consten ha de establecer un tránsito gradual entre las dos granulometrías, salvo que aquí las condiciones no necesitan ser tan rigurosas.

Artículo 55º.- Coronación y resguardo

55.1.- En este tipo de presas es fundamental evitar cualquier riesgo de vertido sobre la coronación. No se admite en principio la colocación de aliviaderos de ningún tipo sobre el cuerpo de la presa, siendo precisa, en caso contrario, una especial justificación, tanto de la necesidad de la solución como de la eficacia de las disposiciones proyectadas para evitar toda inseguridad en la obra.

55.2.- La anchura mínima de la coronación en las zonas de sismicidad baja será la correspondiente a la fórmula.

siendo C el ancho de la coronación en metros y A la altura de la presa. Cuando esta altura sea inferior a 15 m. la anchura de la coronación será como mínimo 3 m.

En todo caso, se dispondrá sobre ella un camino de servicio o de uso público, según los casos.

55.3.- En las zonas de sismicidad media, la anchura de coronación mínima será la prescrita en el apartado anterior más un 25%, y en las de sismicidad alta, el 50 %. En ambas zonas, se considerará como anchura virtual de coronación de longitud d la base superior de un trapecio de área equivalente e igual base inferior altura que la parte superior de la presa medida en sus últimos quince metros de altura.

55.4.- Si por alguna circunstancia excepcional, se proyecta la presa con una anchura de coronación inferior al mínimo indicando en los apartados anteriores, se supondrá a efectos del apartado 55.6 que la coronación está situada al nivel en que la presa tenga la anchura correspondiente a dicho mínimo.

55.5.- Por encima de la coronación puede haber pretilles de hormigón, bloques, gaviones, etc. En zonas de sismicidad baja y en el caso de que estos elementos tengan resistencia suficiente para soportar el oleaje y, al mismo tiempo, estén dispuestos de modo que puedan adaptarse a los asientos previsibles, su altura se considerará como "altura de pretil" a los efectos del apartado 55.6, así como también se contará de esta manera la altura de la presa en la que su anchura sea menor que la anchura mínima de coronación (apartado 55.4).

En zonas de sismicidad media, no se considerará como altura de pretil la correspondiente a los de hormigón ni bloques de pequeña anchura, sino tan sólo el exceso de altura sobre la coronación, definido en el apartado 55.4. y la altura de elementos de gran flexibilidad y anchura, tales como gaviones, banquetas, etc., cuya anchura sea como mínimo el doble de su altura.

En las zonas de sismicidad alta, se contará como altura de pretil tan sólo el exceso de altura de la presa sobre la coronación, definido en el apartado 55.4 e incluso se recomienda que no existan pretilles ni otro de los demás elementos antes reseñados. Conviene, al contrario, que la coronación tenga forma lisa o regular que facilite el paso sin turbulencias de algunas olas de origen sísmico

que pudiesen sobrepasarlo y también, que esté protegida de la erosión de las mismas por losas, gaviones u otro elemento suficientemente liso para no provocar dichas turbulencias.

55.6.- El resguardo de una presa es la diferencia de cota entre el máximo nivel de embalse en avenidas y el de coronación, tal como se define en el apartado 55.4.

El resguardo será, como mínimo, de vez y media la altura de la máxima ola posible originada por el viento. En las zonas de media y alta sismicidad este resguardo no será inferior a 1 m. más la altura de la ola sísmica, siendo K la aceleración sísmica horizontal máxima previsible en la zona multiplicada por el coeficiente del terreno; T el período en la zona multiplicada por el coeficiente del terreno; y h la altura máxima del embalse.

De la altura así fijada, podrá descontarse la mitad de la "altura de pretil" definida en el apartado 55.5, siempre que el resguardo resultante no sea menor de metro y medio.

55.7.- En las presas heterogéneas, se define como resguardo interno la diferencia de cota entre el máximo nivel de crecida y el borde superior del elemento impermeable. El resguardo interno será establecido de igual forma que dispone la norma 55.6.

Artículo 56º.- Paramentos

56.1.- Si el paramento de aguas abajo es de tierra, deberá protegerse contra la acción erosiva de la lluvia, por medio de un manto de material adecuado, o por medio de plantaciones de césped u otros vegetales cuyas raíces no puedan poner en peligro la impermeabilidad de la presa.

En presas de gran altura es recomendable que se dispongan banquetas, al menos cada 20 metros de elevación, para recoger las aguas pluviales y facilitar la inspección y reparación.

56.2.- El paramento de aguas arriba estará protegido contra los efectos del oleaje por un manto de escollera, mampostería en seco, piezas de hormigón, etc., de características adecuadas para este fin. En la parte superior, cerca del nivel máximo, este revestimiento será rugoso, para evitar la posibilidad de que la ola suba hacia la coronación y salte por encima de ella. Esta última prescripción puede sustituirse con un aumento en el resguardo o con la colocación de un parapeto de forma adecuada que revierta el roción hacia el embalse.

56.3.- Aún allí donde no exista la posibilidad de erosión por el oleaje, como en las áreas del talud que hayan de quedar perpetuamente sumergidas, en aquellos embalses de los que sólo se utiliza una parte de su capacidad, no es conveniente que quede en contacto directo con el agua un paramento de material arcilloso, y es recomendable recubrirlo de una capa de material granular. Igualmente, las superficies de aguas arriba de las zonas constituidas por tierras y en contacto con mantos o espaldones de escollera o grava deberán quedar protegidas por capas de transición, conforme al apartado 54.8.

56.4.- En las regiones en donde sean habituales las temperaturas inferiores a cero grados durante períodos continuados de varias semanas, se tendrá en cuenta la posibilidad de formación de lentejones de hielo en la zona afectada por

la helada, próxima a los paramentos, con la subsiguiente fusión y muy probable producción de pequeños corrimientos en el paramento a la primavera siguiente. Para evitarlo, puede calcularse con los datos meteorológicos disponibles, la penetración probable de las bajas temperaturas y disponer en el espesor calculado, tan sólo materiales insensibles a este fenómeno, en particular arena gruesa y limpia, grava, escollera, etc.

Artículo 57º.- Toma de agua y desagües

57.1.- En las presas en las que la impermeabilidad esté confiada a zonas compuestas por tierras, debe evitarse la construcción de conductos a través de las mismas, por el riesgo que ello supondría para la permanencia de la totalidad de la obra en caso de rotura. Por lo tanto, las tomas de agua y desagües, se situarán preferentemente fuera de dichas zonas, contorneando la ladera.

57.2.- Cuando, por circunstancias especiales, se decida atravesar con conductos las zonas impermeables de la presa, aquellos consistirán en galerías lo bastante armadas para resistir las presiones que han de soportar, tanto durante la construcción como durante la explotación, y al menos, desde el paramento de aguas arriba de la zona impermeable, hasta su salida aguas abajo, la galería deberá permanecer en seco y ser visitable, previendo la conducción del agua por tuberías colocadas en su interior.

57.3.- Las galerías que atraviesen la zona impermeable de la presa, estarán provistas en su parte exterior de uno o varios diafragmas, también fuertemente armados, que aseguren unos recorridos suficientes el agua que pretenda filtrarse a lo largo del trasdós del conducto. La distancia entre dos diafragmas sucesivos será al menos el doble de su saliente por fuera del paramento de la galería.

57.4.- Se concederá la mayor atención a la compactación de las tierras alrededor de la galería, recomendándose que la forma exterior de ésta no presente paramentos verticales ni en desplome. Puede también ser convenientemente efectuar inyecciones desde el interior de la galería, para asegurar su ligazón con el relleno de tierras.

En el caso de efectuarse inyecciones desde el interior de las galerías, para rellenar posibles huecos, deberán realizarse con sumo cuidado, evitando romper los terraplenes y dejar bolsas de agua.

57.5.- Se extremarán todas estas precauciones cuando la galería no descansa sobre un cimiento prácticamente indeformable, previendo el establecimiento de juntas en la misma, debidamente impermeabilizadas.

Artículo 58º.- Sistemas de auscultación

58.1.- Se dispondrán en el Proyecto los sistemas de medida que permitan determinar la magnitud de los asientos y corrimientos de la presa y de la cimentación y las presiones del agua intersticial durante la construcción, puesta en carga y explotación de la obra.

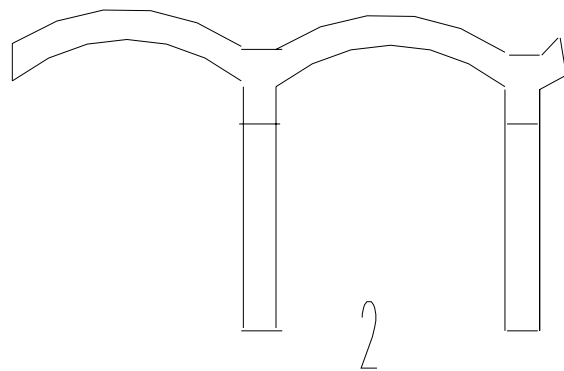
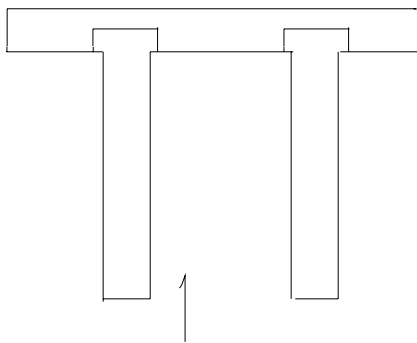
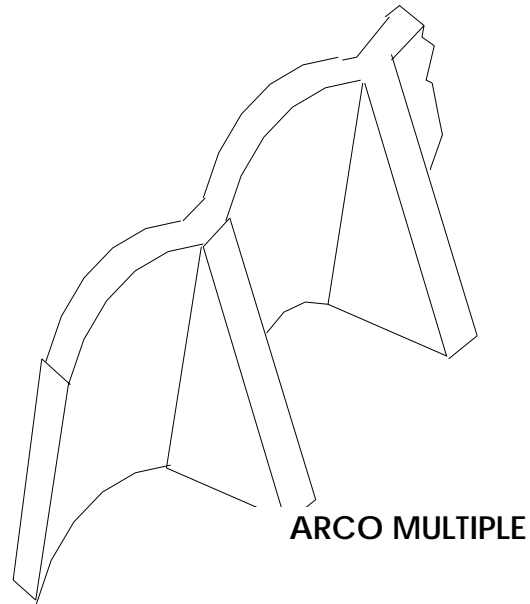
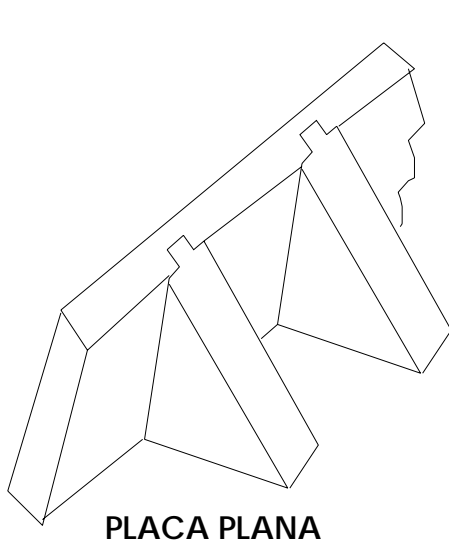
58.2.- Igualmente se preverán dispositivos para registrar los niveles del agua en cimientos y laderas aguas abajo de la zona de impermeabilidad y para el aforo de los caudales recogidos por los diferentes elementos de drenaje.

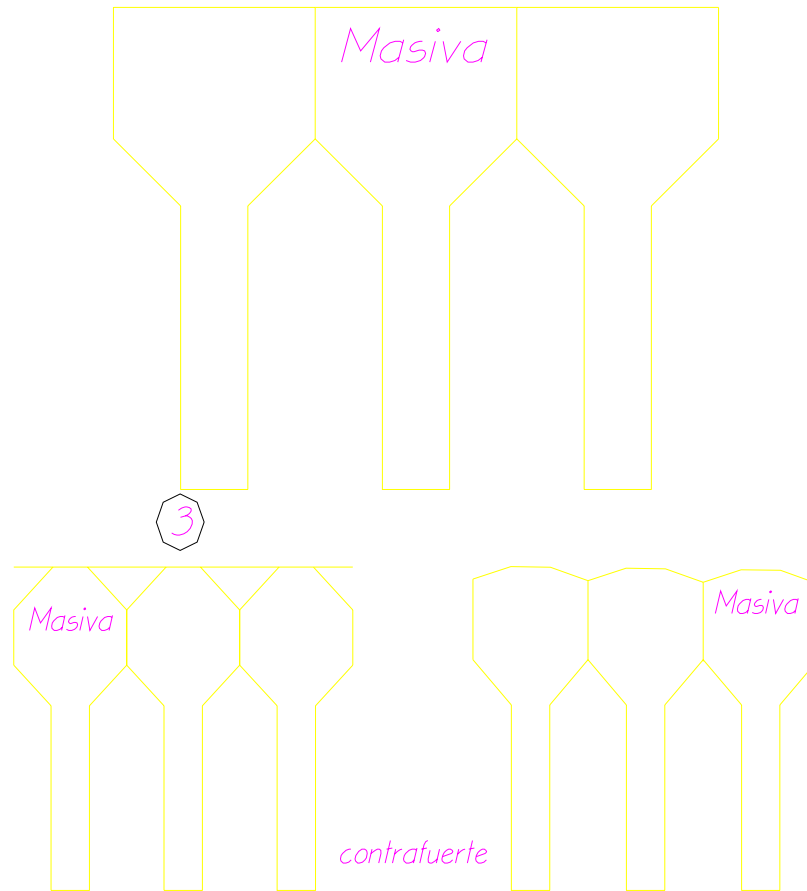
PRESAS O CORTINAS TIPO CONTRAFUERTE

Las presas tipo contrafuerte se diseñan generalmente en suelos rocosos o semi-rocosos. Para suelos no rocosos se requiere construir una pantalla estabilizadora en el subsuelo.

Las cortinas de este tipo pueden ser de 3 maneras:

- 1.- De placa plana de concreto armado.
- 2.- De arco múltiple de concreto simple o concreto armado.
- 3.- Masivas o machones.





PRINCIPALES RECOMENDACIONES EN LA UTILIZACION DE PRESAS TIPO CONTRAFUERTE.

PRESAS DE TIPO PLACA PLANA DE CONCRETO ARMADO

Las presas con placas de concreto armado de contrafuerte se utilizan generalmente en suelos rocosos, no es recomendable usarlas en suelos no rocosos ya que ahí mismo se puede utilizar la tierra para bajar costos en la construcción de una de tierra, su carga de almacenamiento no rebasa los 30 m.

Si el ancho de la placa disminuye puede mejor emplearse una de machones y poder tener una carga de almacenamiento de 60 m.

Al aumentar la carga en el contrafuertes se pueden presentar fracturas, por lo que se deben hacer estudios del comportamiento a la resistencia debido a los esfuerzos producidos, no es recomendable emplearse en zonas sísmicas.

Este tipo de presas pueden ser monolíticas o no monolíticas, y se requieren trabajos especiales para su construcción.

PRESAS TIPO ARCO MULTIPLE DE CONCRETO

Las presas de arco de contrafuerte se utilizan en climas calurosos y húmedos, de una alta calidad en el subsuelo preferentemente rocoso.

Este tipo de presas puede tener la facilidad de almacenar cargas suficientes para hidroeléctricas, no es muy recomendable utilizarlas para el control de avenidas; pueden ser monolíticas o no monolíticas.

Correctamente diseñadas y con trabajos especiales previos resisten la sismicidad.

PRESAS TIPO MASIVAS O MACHONES

Son muy recomendables para cualquier tipo de clima y su carga de almacenamiento rebasa los 30 metros, pueden construirse en cualquier tipo de suelo ya sea rocoso o no rocoso. Bajo condiciones sísmicas, este tipo de presas desarrollan un trabajo por demás efectivo; por lo que se requiere preparar perfectamente el terreno antes de su construcción, para lograr la máxima resistencia requieren de un armado especial; pueden utilizarse también para el control de avenidas.

La forma del casco del machón estará en función directa de las condiciones sísmicas.

CARGA	DISTANCIA	ENTRE	CONTRAFUERTE
	PLACA	ARCO	MASIVA
<30 m	5-8 m	10-18 m	-----
30-60 m	10-15 m	15-30 m	9-15 m
60-120 m	-----	20-40 m	15-20 m
>120 m	-----	25-50 m	20-25 m

TIPO SUBSUELO	SISMICIDAD < 6 GRADOS	SISMICIDAD < 6 GRADOS

	<30 METROS	>30 METROS	<30 METROS	>30 METROS
ROCOSO	PLACA ARCO -----	PLACA ARCO MASIVA	PLACA ARCO -----	PLACA ARCO MASIVA
NO ROCOSO	PLACA ----- -----	PLACA ----- MASIVA	PLACA ARCO -----	----- ARCO MASIVA

CARACTERISTICAS DE DISEÑO Y CALCULOS EN PRESAS DE PLACA PLANA DE TIPO CONTRAFUERTE

En las placas generalmente se presentan fracturas principalmente en las zonas de unión entre ellas y esto se debe a los cambios de temperatura principalmente. En las placas monolíticas se calculan los momentos dependiendo de las fuerzas que actúan en ella y la variación que pueden tener.

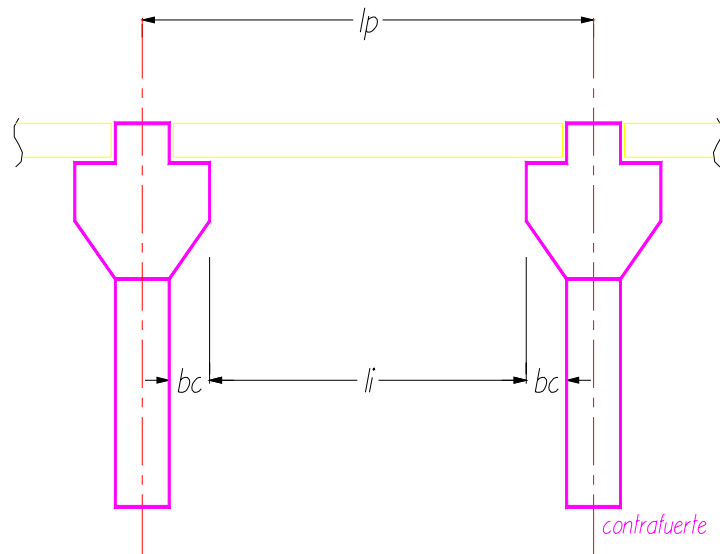
Para el cálculo del ancho de la placa, la determina la siguiente formula:

$$l_p = l_i + (2/3) bc$$

DONDE:

l_i = distancia entre contrafuertes

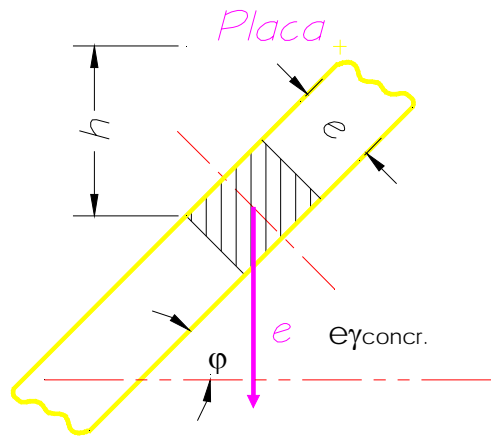
bc = ancho del casco del contrafuerte



CALCULO DE LA CARGA ACTUANTE EN LA PLACA

Para determinar el momento a la flexión en un metro lineal en la placa a una profundidad h con respecto al nivel del agua:

$$M = 1/8 (\gamma_{H2O} h + \gamma_{concr} e \cos\phi) l p^2$$



DONDE:

$\gamma_{Conc} * \cos \phi$ = Peso de la placa en un metro lineal
 e = Grosor de la placa
 $H2O$ = Peso específico del agua
 γ_{concr} = Peso específico del concreto.

Se ha comprobado que con un concreto pobre de resistencia de 200kg/cm y con un ángulo de 45° de inclinación generalmente aparecen fracturas (no es recomendable).

El ancho de la placa a una profundidad h se determina en función de la resistencia del concreto, o sea, de la calidad y condiciones de trabajo del concreto:

$$e = (6 M / \sigma)^{1/2}$$

DONDE:

M = momento flexionante
 σ = tensión del elemento.

Generalmente para un trabajo mecánico óptimo del concreto el ancho de la placa es de 0.8 a 1.0 m.

El porcentaje de armado en la placa se calcula con:

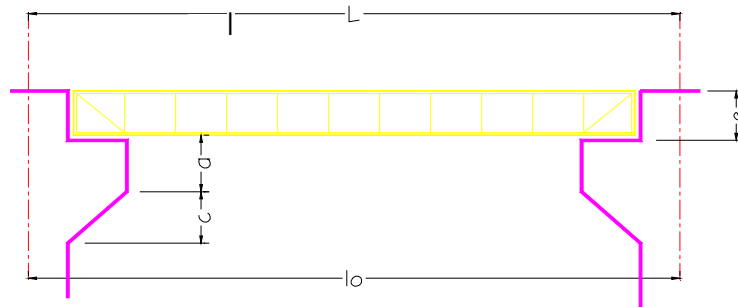
Ecuación de Astrovsky

$$F = 0.1 + 0.0015 R_c$$

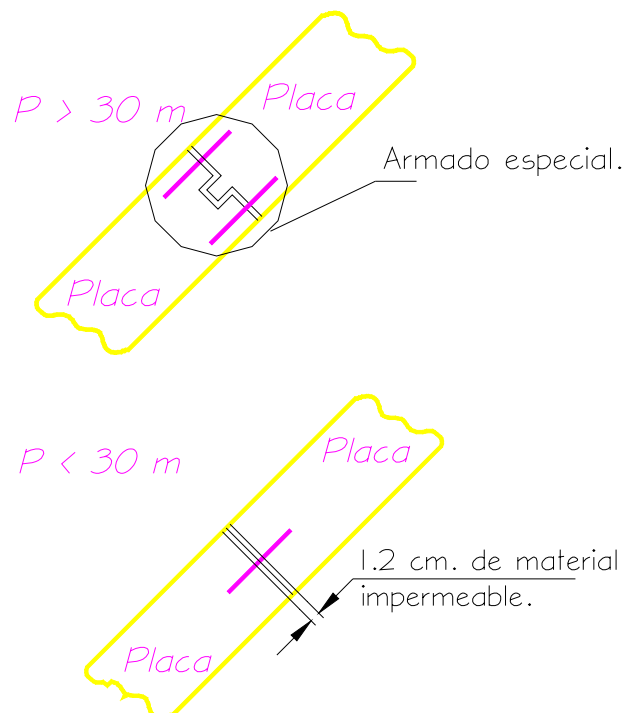
DONDE:

R_c = Resistencia del concreto en kg/cm^2

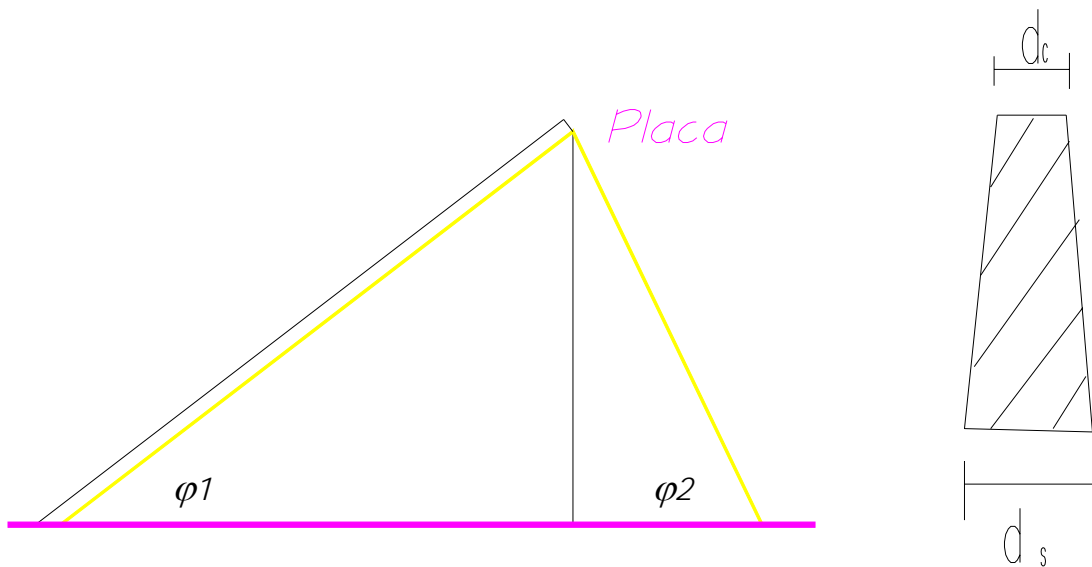
CARACTERISTICAS DEL ARMADO EN LA PLACA PLANA DE CONCRETO ARMADO



Generalmente en este tipo de presas la placa se construye por bloques en una altura de 3 a 5 m, por lo que se requiere un anclaje, esto cuando rebasa los 30 m de altura, y cuando es menor se utilizan otros métodos.



Los cálculos en este tipo de presas se hacen con los siguientes criterios, considerando un triángulo:



DONDE:

$\phi 1$ - ángulo de inclinación de la placa (45° a 55°)

$\phi 2$ - ángulo de inclinación del contrafuerte (65° a 85°)

d_c - ancho en la parte sup del contrafuerte (0.8 a 1.0 m)

d_s - ancho en la parte inferior del contrafuerte

Donde y es el coeficiente de relación entre el ancho superior y el ancho inferior.

$$y = [1/\beta](10.2 - (6.5 \operatorname{tg}\phi 1) - 0.5 \beta)$$

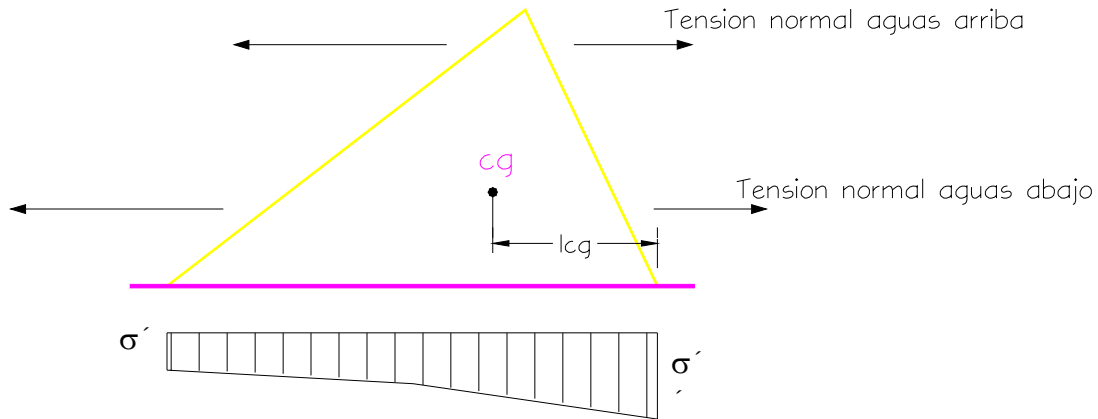
$$y = d_c/d_s$$

$$\text{Por lo tanto } d_s = d_c/y$$

$$1/2 \leq \beta \leq 1.7$$

El cálculo de la resistencia de las contra fuerzas para tipo placa se calcula a partir de los esfuerzos que produce cada elemento.

CALCULO DE LA ESTABILIDAD



$$\sigma' = \sum N/A - \sum M/W \dots\dots\dots \text{Tensión normal aguas arriba.}$$

$$\sigma'' = \sum N/A + \sum M/W \dots\dots\dots \text{Tensión normal aguas abajo.}$$

W - Momento de inercia de la área de contacto con respecto al limite inferior

N - Fuerzas verticales.

M - Momentos de las fuerzas verticales y horizontales.

A - Area de contacto (placa y contrafuerte)

DONDE:

ΣN = Sumatoria de las fuerzas verticales

$\Sigma N = GH_{2O} + G_{\text{placa}} + G_{\text{contrafuerte}}$

GH_{2O} = Carga debida a la presión hidrostática

$GH_{2O} = 0.5 \gamma H_{2O} H^2(l_0)$

l_0 - Distancia entre los ejes de los contrafuertes

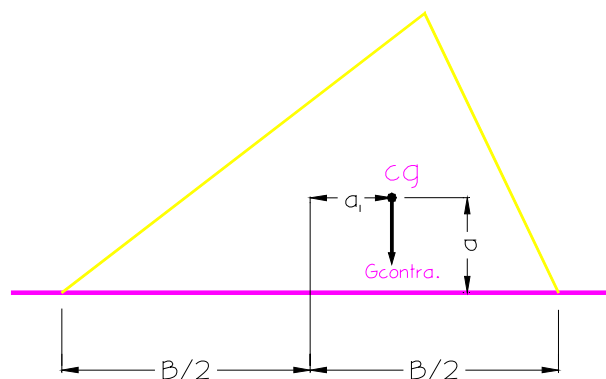
$G_{\text{contrafuerte}}$ = Carga debida al peso del contrafuerte

$G_{\text{contrafuerte}} = (\gamma \text{ conc } B H / 2) dc(1+2y)$

B = Ancho de la base del contrafuerte

γ concreto = Peso volumétrico del concreto

H = Altura del contrafuerte



Centro de gravedad del contrafuerte.

$$a = (h/2)(1 + y)/(1+2y).$$

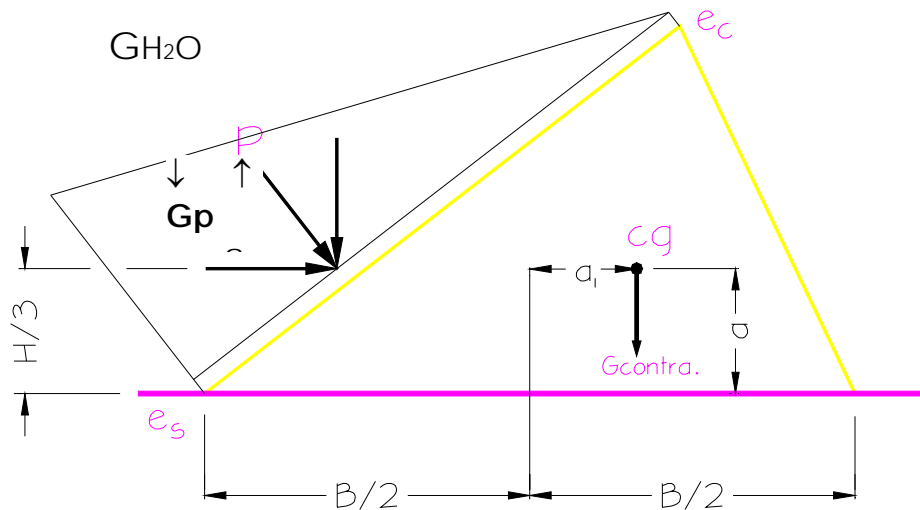
$$a_1 = (1+ds) (0.5B - h \cdot \text{ctg} \varphi_2) / 2(1+2y)$$

G_p = Peso de la placa

$$G_p = (e_c + e_s)/2 (h \gamma \text{ conc.} / \text{sen } \varphi_1)$$

e_s, e_c - Espesor inferior y superior de la placa.

Finalmente los momentos se obtienen a partir del centro de gravedad teniendo lo siguiente:



$$M = P \cdot h/3 + G_{\text{contra.}} \cdot a_1 - GH_2O (B/2 + e_s / \text{sen } \varphi_1 - h/3 \text{ctg } \varphi_1) - G_p \cdot a_p$$

a_p = Centro de gravedad de la placa

$$a_p = B/2 - e_s / (2 \cos(90 - \varphi_1)) - (h / (3 \text{sen } \varphi_1)) (e_s + 2e_c) / (e_s + e_c)$$

B - Base del contrafuerte

MEMORIA DE CALCULO

DATOS DE PROYECTO:

- Altura del contrafuerte (H) = 23 m
- Distancia entre ejes de contrafuertes (lo) = 8 m
- Base del contrafuerte (B) = 2 m
- Peso específico del agua (γ_{H_2O}) = 1 ton/m³
- Peso específico del concreto ($\gamma_{concreto}$) = 2.4 ton/m³

* Los demás valores tales como $e_s, e_c, d_y, d_c, \phi_1, \phi_2$ así como la constante y se obtendrán por fórmula.

Sustituyendo valores con respecto a las formulas de cálculo:

G_{H²O} = Carga debida a la presión hidrostática

$$\mathbf{G}_{H_2O} = 0.5 \gamma_{H_2O} H^2 (l_o)$$

$$\mathbf{G}_{H_2O} = 0.5 (1 \text{ ton/m}^3) 23^2 (8)$$

$$\mathbf{G}_{H_2O} = \mathbf{2116 \text{ toneladas}}$$

G_{contrafuerte} = carga debida al peso del contrafuerte

$$\mathbf{G}_{contrafuerte} = (\gamma_{conc} B H / 2) d_c (1+2y)$$

$$\mathbf{G}_{contrafuerte} = (2.4 \text{ ton/m}^3 \cdot 2 \cdot 23 / 2) \cdot 2 (1+2(0.6))$$

$$\mathbf{G}_{contrafuerte} = \mathbf{242.88 \text{ toneladas}}$$

$$G_{placa} = \text{Peso de la placa}$$

$$G_{placa} = (ec + es)/2 (h \gamma \text{ conc.}(lo) / \text{sen } \varphi_1)$$

$$G_{placa} = (0.6 + 0.8)/2 (22 \cdot 2.4 \text{ ton/m}^3 (8) / \text{sen } (50^\circ)$$

$$G_{placa} = \mathbf{385.98 \text{ toneladas}}$$

Obteniendo así la sumatoria de las fuerzas verticales, se tiene:

ΣN = Sumatoria de las fuerzas verticales

$$\Sigma N = G_{H2O} + G_{placa} + G_{contrafuerte}$$

$$\Sigma N = 2116 \text{ ton} + 385.98 \text{ ton} + 242.88 \text{ ton}$$

$$\Sigma N = \mathbf{2744.86 \text{ toneladas}}$$

Ahora calcularemos el centro de gravedad del contrafuerte

$$a = (h/2)(1 + y)/(1 + 2y)$$

$$a = (22/2)(1 + 0.6)/(1 + 2(0.6))$$

$$a = \mathbf{8.00 \text{ m}}$$

$$a_1 = (1 + ds) (0.5B - h \cdot \text{ctg } \varphi_2) / 2(1 + 2y)$$

$$a_1 = (1 + 2) (0.5(2) - 22 \cdot \text{ctg } 75^\circ) / 2(1 + 2(0.6))$$

$$a_1 = \mathbf{-3.34 \text{ m}}$$

Ahora finalmente calcularemos el centro de gravedad de la placa para obtener los momentos actuantes en el contrafuerte:

ap = Centro de gravedad de la placa

$$\mathbf{ap} = B/2 - es / (2 \cos(90 - \varphi_1)) - (h / (3 \sin \varphi_1)) (es + 2ec) / (es + ec)$$

$$\mathbf{ap} = 2/2 - 0.8 / (2 \cos(90 - 50)) - (23 / (3 \sin 50)) (0.8 + 2(0.6)) / (0.8 + 0.6)$$

$$\mathbf{ap} = - 13.82 \text{ m}$$

P = carga aplicada al contrafuerte

$$\mathbf{P} = (H^2 \gamma H^2O g / 2) B$$

Donde **g** = fuerza de la gravedad igual a 9.81 m/s²

$$\mathbf{P} = (23^2 \cdot 1 \text{ ton/m}^3 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 / 2) \cdot 2$$

$$\mathbf{P} = 5189.49 \text{ toneladas}$$

M = Momento resultante del sistema

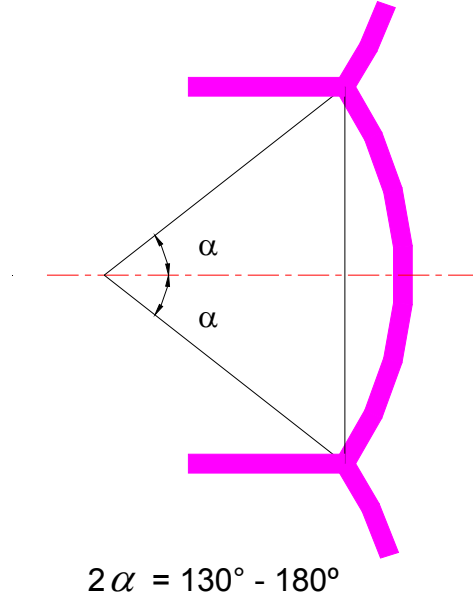
$$\mathbf{M} = P \cdot h/3 + G \text{ contraf} \cdot a_1 - G H^2O (B/2 + es / \sin \varphi_1 - h/3 \text{ctg} \varphi_1) - G_p \cdot ap$$

$$\mathbf{M} = 5189.49 \cdot 22/3 + 242.88 \cdot (-3.34) - 2116 (2/2 + 0.8 / \sin 50 - 22/3 \text{ctg} 50) - 385.98 (-13.82)$$

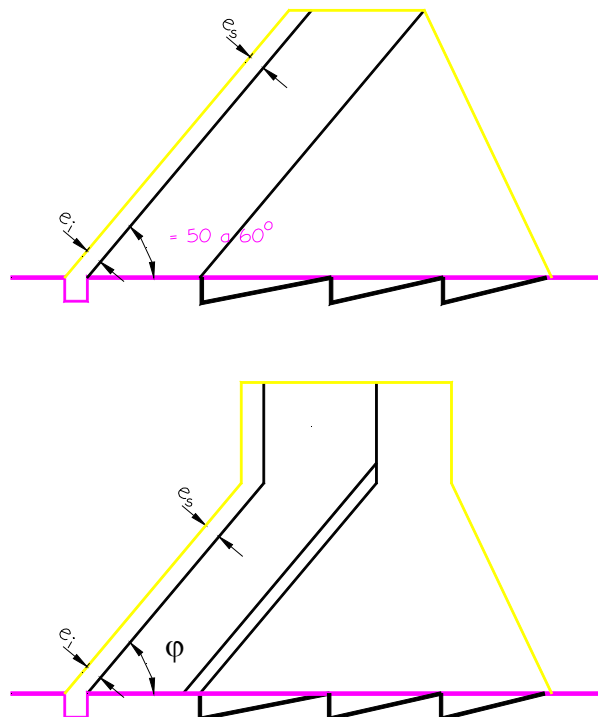
$$\mathbf{M} = 56729.03 \text{ ton.m}^2$$

GENERALIDADES EN LA CONSTRUCCION DE LOS ELEMENTOS DE PRESAS DE TIPO ARCO MULTIPLE DE CONCRETO SIMPLE O ARMADO

Este tipo de presas en cualquiera de los puntos verticales mantiene constante su ángulo central y su radio interno siendo su ángulo de 130° a 180° .



El ángulo de inclinación del arco en este tipo de presas está en el rango de 50° a 65° y en algunas ocasiones en la parte superior puede ser vertical.



El ancho del arco generalmente es de 0.5 a 0.75 y muy rara vez llega a 1m de ancho.

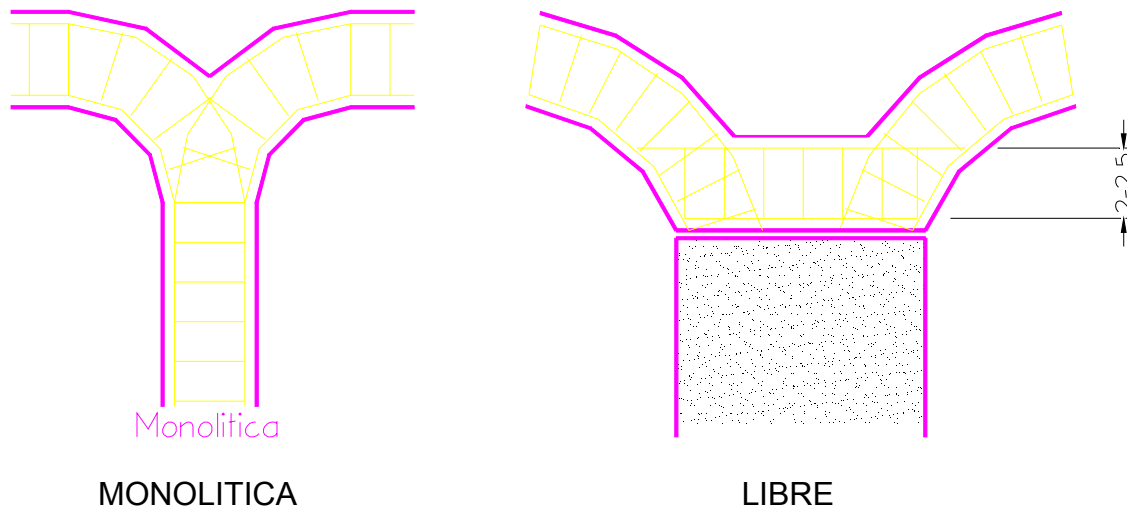
$$es=0.5-0.75 \text{ m}$$

En la parte inferior del arco el ancho aumenta hasta 1.5m dependiendo de la altura de la presa.

$$ei = 1.5 \text{ m.}$$

En la parte superior del arco generalmente en todas las situaciones se presenta un esfuerzo cortante. Para resolver este tipo se hace un armado reforzado y dependiendo de las condiciones de ese esfuerzo cortante y de la acción sísmica la unión entre el arco y la contrafuerte puede ser monolítica o libre.

ARMADOS

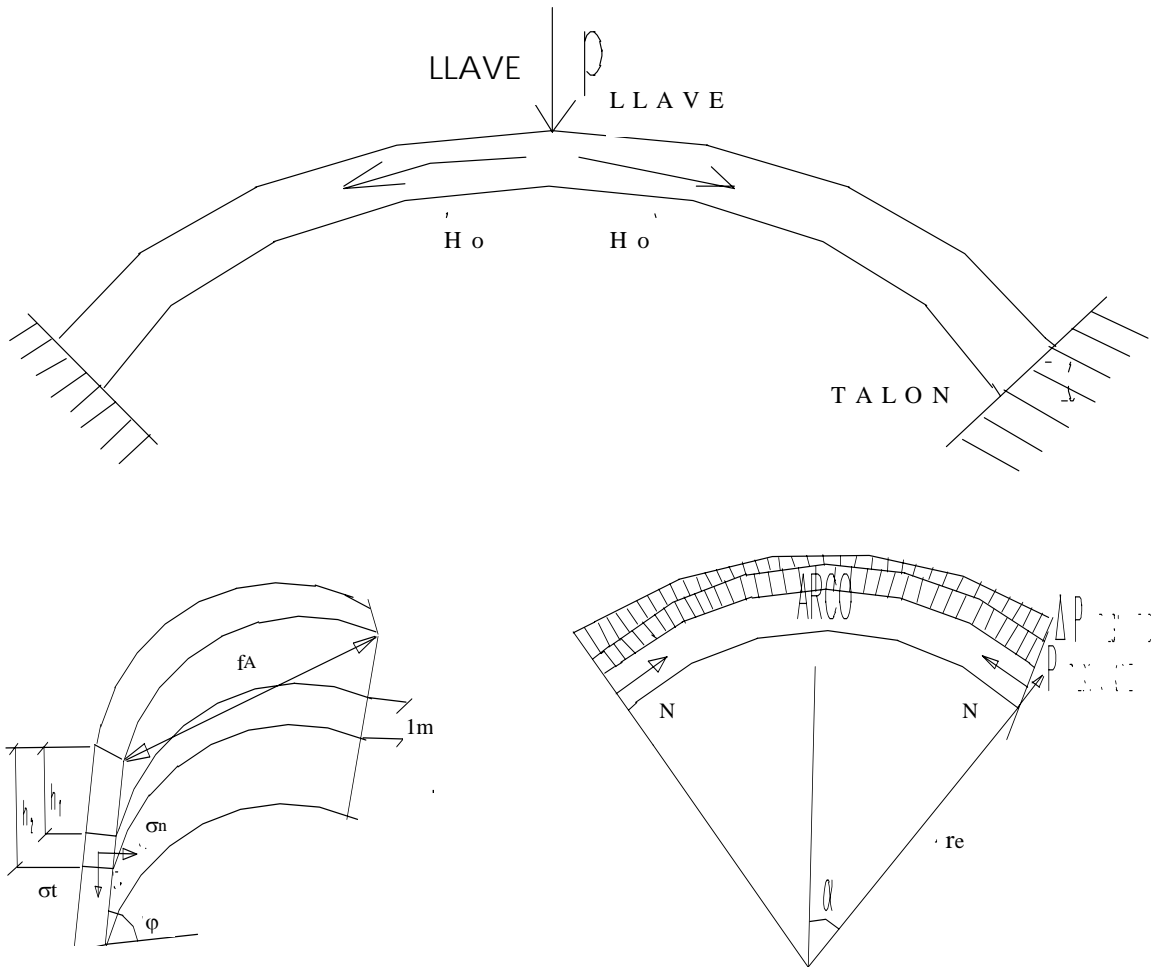


En las uniones monolíticas se utilizan para condiciones donde hay suelos rocosos y zonas no sísmicas con una variación de temperaturas ambientales poco variable.

En las uniones libres las condiciones son para una sismicidad pequeña y para variaciones de temperatura ambiental considerables y dependiendo de esto el largo de la trabe puede ser de 2 a 2.5 m.

CALCULO DEL ARCO EN PRESAS DE ARCO MULTIPLES DE TIPO CONTRAFUERTE

Este tipo de presas consiste en un arco inclinado con un ángulo con respecto a la horizontal y el cálculo consiste en la presión del agua sobre está y en la acción de las cargas de la propia presa con respecto a la horizontal. Analizando el arco a una altura de 1 m, obtenemos una serie de fuerzas perpendiculares con respecto al eje del arco como se muestra en la figura.



P Presión uniforme
 ΔP Presión variable

Fuerza normal en el talón.

$$N = P r_e$$

P-carga radial en la parte externa.
 r_e -radio externo.

$$e = N_o / [\sigma] h$$

Ancho del arco a una tirante "h"

$$\sigma h \text{ -tensión permisible.}$$

$$= 200(1 - h/2H)$$

La presión del agua en el centro del arco va a ser igual.

$$P_{H_2O} = \gamma H_{2O} h_i$$

En los talones:

$$p_{H_2O} + \Delta p = \gamma H_{2O} h_i + \gamma H_{2O} (h_2 - h_1)$$

$$h_2 - h_1 = fA \sin(90^\circ - \varphi) = re(1 - \cos \alpha) \cos \varphi$$

fA - cuerda del arco

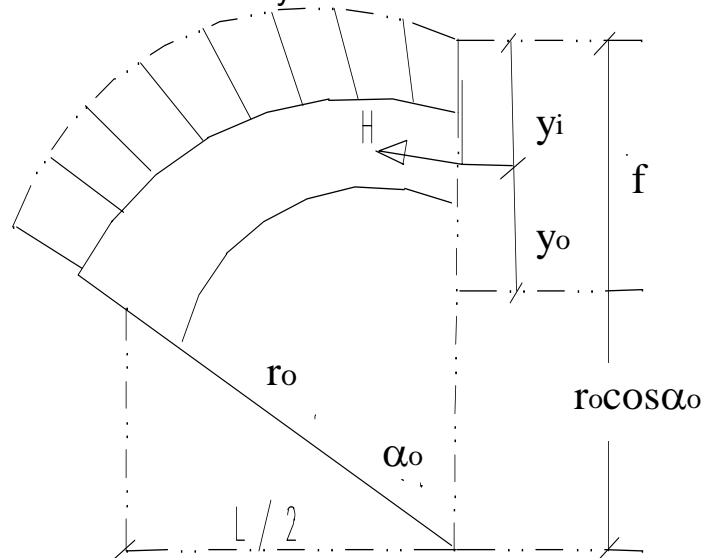
φ - ángulo de inclinación de la presa

re - radio externo del arco

Por lo tanto el cálculo de los momentos y de las fuerzas normales en el centro y el extremo del arco debido a la presión hidrostática se calculara con una fuerza uniforme todo el eje del arco como en la figura anterior.

CALCULO EN LAS PRESAS TIPO ARCO MULTIPLE SOMETIDA A UNA PRESION UNIFORME HIDROSTATICA

Fuerza normal en la llave del arco y el talón del mismo.



H -empuje.

$$N_{LL} = P_{H_2O} re + H$$

P_{H_2O} = Fuerza de presión hidrostática

$$N_T = P_{H_2O} re + H \cos \alpha_o$$

Donde..... $H = \frac{2P_{H_2O} re}{(12K_4/v^2 \sin^3 \alpha_o) + (K_5/\sin \alpha_o)}$

Fuerza de empuje por la presión hidrostática uniforme del llave al talón.

La fuerza del empuje se genera del centro del arco al extremo a través del eje del arco debido a la fuerza.

$$M_T = H y_o \quad \text{momento en el talón.}$$

$M_{LL} = -H y_1 = -y_1 M_{LL} / y_0$ momento en la llave.

Donde

$$v = (e/l) = (e/r) \operatorname{sen} \alpha_0$$

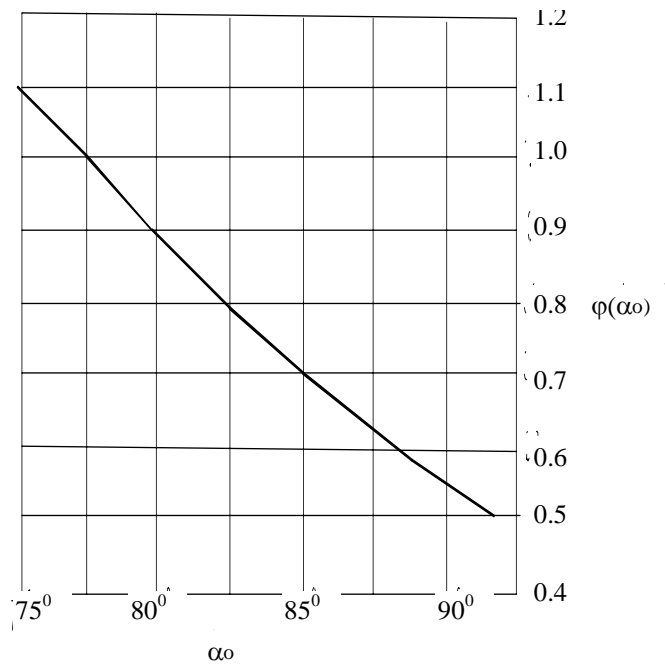
$$K_5 = 0.5 \operatorname{sen} 2 \alpha_0 + \alpha_0$$

$$K_4 = 0.5 \operatorname{sen} 2 \alpha_0 + \alpha_0 - (2 \operatorname{sen}^2 \alpha_0) / \alpha_0$$

El ángulo α_0 en este tipo de presas está comprendido entre 90° y 75° , un valor mínimo se obtiene a través de la descomposición del 2º miembro de la ecuación de H y se construye en el mejor de los casos por la grafica resultado de la siguiente ecuación:

$$H / P H 20 \operatorname{re} v^2 \cong - \operatorname{sen}^3 \alpha_0 / 6K_4 = \varphi(\alpha_0)$$

GRAFICA PARA DETERMINAR EL EMPUJE SOMETIDO A UN ESFUERZO NORMAL CONSTANTE



Los valores de y_1 , y_0 y f se determinan por:

$$y_0 = r_0 [(\operatorname{sen} \alpha_0 / \alpha_0) - (\cos \alpha_0)]$$

$$y_1 = f - y_0 = r_0 (1 - (\operatorname{sen} \alpha_0 / \alpha_0))$$

$$f = r_0 (1 - \cos \alpha_0)$$

CALCULO EN LAS PRESAS DE ARCO MULTIPLE SOMETIDA A UNA FUERZA NORMAL POR LA PRESION HIDROSTATICA VARIABLE

Esfuerzo normal y momento en la llave y el talón .

$$NLL' = H$$

$$MLL' = \gamma H^2 \cos \varphi_1 \left(r - \frac{e^2}{K_1} - H \right)$$

$$NT' = \gamma H^2 \cos \varphi_1 \left(1 - \cos \alpha - 0.5 \alpha \sin \alpha \right) + H \cos \alpha$$

$$MT' = \gamma H^2 \cos \varphi_1 \left(r - \frac{e^2}{K_1} (1 + \cos \alpha + 0.5 \alpha \sin \alpha) \right) + Hy$$

El empuje debido a la presión variable es:

$$H' = \left[\frac{(12K_2 / v^2 \sin^2 \alpha - K_3)}{(12K_4 / v^2 \sin^3 \alpha) + k_5} \right] \gamma H^2 \cos \varphi_1 r$$

coeficientes K

$$K_1 = 1 + 0.5 \cos \alpha - 1.5 \left(\frac{\sin \alpha}{\alpha} \right)$$

$$K_2 = \left(\frac{9}{8} \right) \sin \alpha + \alpha - 3 \left(\frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} \right) - \left(\frac{\alpha}{4} \right) \cos 2\alpha$$

$$K_3 = 2 \sin \alpha - \left(\frac{5}{8} \right) \sin 2\alpha - \alpha + \left(\frac{\alpha \cos 2\alpha}{4} \right)$$

El esfuerzo transmitido al talón del arco ante una presión hidrostática variable se determina por la siguiente fórmula:

$$G' = \left(\frac{N'}{e} \right) \pm \left(\frac{6 M'}{e^2} \right)$$

Si el esfuerzo es negativo se procede a aumentar el espesor "e".

CALCULO DEL MOMENTO DE LA FUERZA NORMAL A LA ACCION DEL PESO PROPIO DE LA PRESA TIPO ARCO MULTIPLE

En el talón del arco:

$$NT'' = \gamma \text{conc} \cos \varphi_1 e + r_0 \alpha_0 \sin \alpha_0 + H'' \cos \alpha_0 \dots \text{Fuerza normal.}$$

$$MT'' = \gamma \text{conc} \cos \varphi_1 e r_0^2 (2 \sin \alpha_0 / \alpha_0 - \alpha_0 \sin \alpha_0 - 2 \cos \alpha_0) + H'' y_0$$

En la llave del arco:

$$NLL'' = H'' \dots \dots \dots \text{fuerza normal.}$$

$$MLL'' = \gamma \text{conc} \cos \varphi_1 e r_0^2 (2 \sin \alpha_0 / \alpha_0 - \cos \alpha_0 - 1) - H'' y_1.$$

El empuje debido al peso propio se determina por:

$$H'' = ((12 r_0^2 K_6 / e - e K_7) / 12 K_4 / v^2 \sin^3 \alpha_0 + K_5) \gamma \text{conc} \cos \varphi_1 r_0$$

Coeficientes K

$$K_6 = 0.5 \alpha_0 \cos 2 \alpha_0 + 4 \sin^2 \alpha_0 / \alpha_0 - \alpha_0 - (7/4) \sin 2 \alpha_0 \dots$$

$$K_7 = 0.25 \sin 2 \alpha_0 - 0.5 \alpha_0 \cos 2 \alpha_0 \dots$$

Las fuerzas debidas a la presión hidrostática uniforme y variable y del peso propio del arco nos determina el esfuerzo total producido por obra

$$\sigma = (\sum N / e) \pm (6 \sum M / e^2)$$

Donde:

PARA LA LLAVE DEL ARCO.

$$\sum N = NLL + N'LL + N''LL$$

$$\sum M = MLL + M'LL + M''LL$$

EN EL TALON DEL ARCO.

$$\sum N = NT + N'T + N''T$$

$$\sum M = MT + M'T + M''T$$

CALCULO DE PRESA TIPO ARCO MULTIPLE

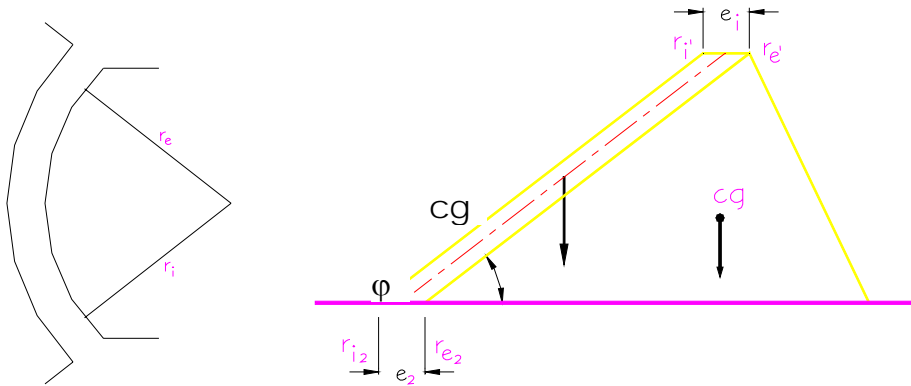
Las cargas a considerar en este cálculo son: la del peso propio, el peso de la placa del arco y las presiones horizontales hidrostáticas.

El peso propio del contrafuerte (G_c), así como su centro de gravedad se calculan igual que una presa de placa de contrafuerte.

El peso de la placa de arco a una carga H es:

$$G_a = 0.5(\gamma_{\text{conc}} H) / (\sin \phi) \alpha (r_{e1}^2 - r_{i1}^2 + r_{e2}^2 - r_{i2}^2)$$

El subíndice 1 indica la parte superior del arco, el 2 la parte inferior del arco.



Para calcular el centro de gravedad de la carga G_a , se obtiene directamente del trazo de una línea a la mitad del ancho superior y el ancho inferior, y la altura h_A se calcula con:

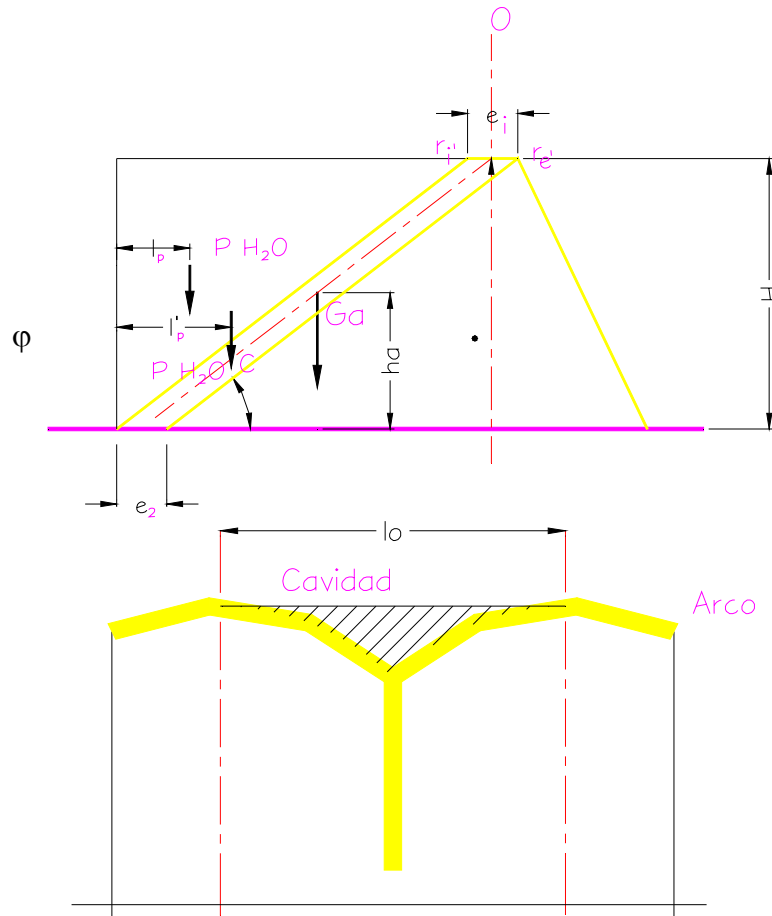
$$h_A = (H/3)((2e_1 + e_2)/(e_1 + e_2))$$

e_1 y e_2 -ancho superior e inferior del arco.

El peso del agua sobre la placa se obtiene con la siguiente formula:

$$P_{H2O} = 0.5 \gamma_{H2O} H (l_0) \text{ctg } \phi$$

$$l_p = (H \text{ctg } \phi) / 3$$



PESO DEL AGUA EN LA CAVIDAD

$$P_{H_2O_c} = (\gamma_{H_2O} \cdot H / \sin \phi) (0.5(a + l_o) r_e (1 - \cos \alpha) - r_e^2 (\alpha - \sin \alpha))$$

$$l_{p'} = (H/2) \cot \phi + (1/3) r_e (1 - \cos \alpha)$$

Peso del contrafuerte de un ancho d , y base B .

$$G_{\text{contra}} = \gamma_{\text{conc}} B H / 2 (d)$$

Los esfuerzos en este tipo de presas tanto en la parte superior como en la inferior se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma = \Sigma N / A \pm \Sigma M / W (X_n)$$

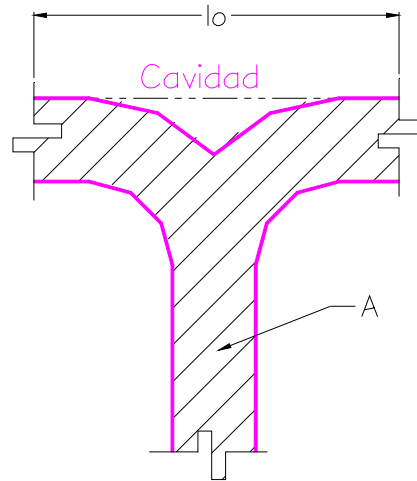
ΣN = Sumatoria de fuerzas verticales

A = area de contacto de la presa con el suelo

ΣM = Momento de la carga con respecto al eje o-o

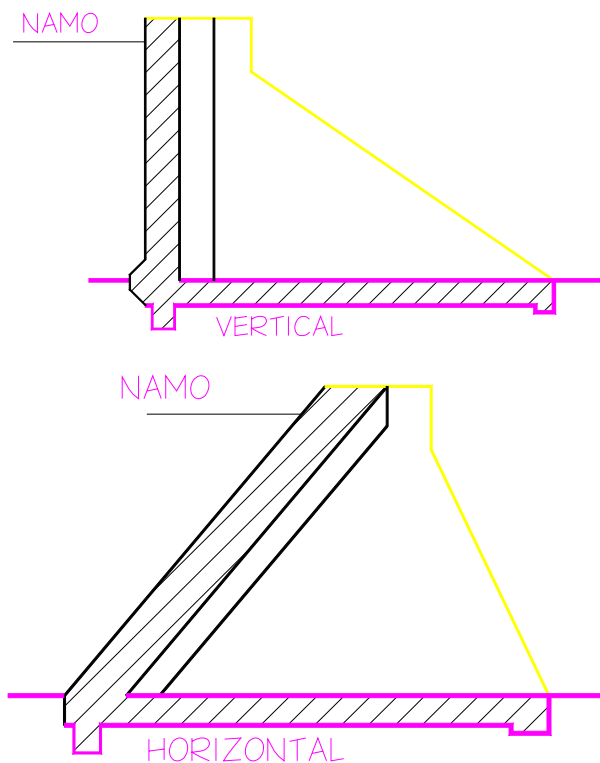
W = Momento de inercia del área de contacto con respecto a o-o

X_n = Distancia de carga con respecto a o-o



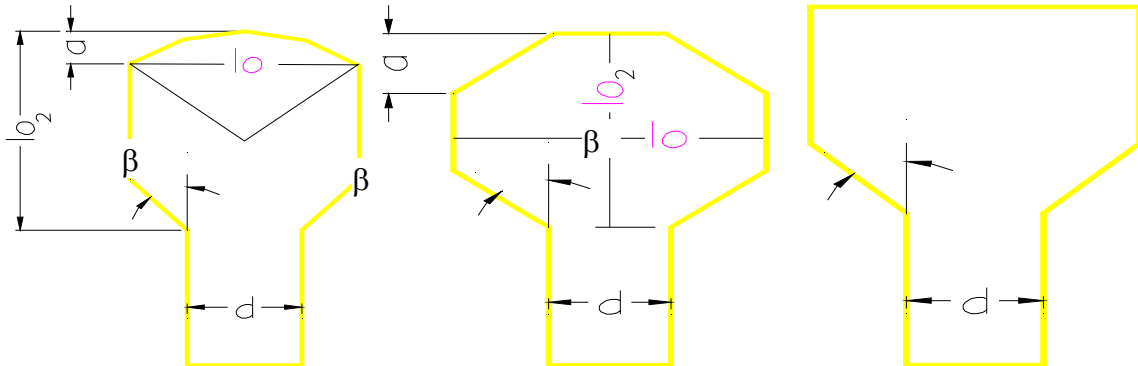
PRESAS DE TIPO MASIVAS O MACHONES

Este tipo de presa puede ser en aguas arriba vertical o inclinada.



El casco de este tipo de presas, generalmente es de tipo angulado de $2\alpha \approx 90^\circ$, ya que por esta forma las presiones tienden a actuar en un área mayor. Si las presiones que actúan en la presa son pequeñas el casco puede ser recto.

TIPOS DE CASCOS



l_0 = ancho del casco se determina experimentalmente, realizando modelos.

$$l_{02} = (0.75 : 0.8) l_0$$

$$a = (0.2 : 0.35) l_{02}$$

$$d = (H/15) ; \text{o } 2.5 \text{ m para clima templado o seco}$$

$$4.0 \text{ m para presas de } H \geq 30 \text{ m}$$

Para la determinación de la pendiente necesaria de la presa contrafuerte tipo masivo, se considera al coeficiente α y un coeficiente de fricción del concreto con la roca (f).

Donde : $\alpha = (l_0 - 2d) / l_0$

$\alpha \setminus f$	0.8	0.7	0.6	0.5
0.3	-	0.15	0.35	0.55
0.4	0.05	0.22	0.42	0.65
0.5	0.15	0.35	0.55	0.75
0.6	0.25	0.45	0.65	0.95
0.7	0.40	0.55	0.75	-

Tabla para determinar valores de m1.
Talud de la presa aguas arriba.

$\alpha \setminus m1$	0.0	0.2	0.4	0.6
0.3	0.75	0.58	0.04	-
0.4	-	0.60	0.42	0.2
0.5	-	-	0.45	0.24
0.6	-	-	0.48	0.28
0.7	-	-	0.5	0.30

Tabla para determinar valores de m2.
Talud de la presa aguas abajo.

Para el cálculo de las fuerzas que actúan en este tipo de presas es necesario considerar las fuerzas y momentos con relación al centro de gravedad

CALCULO EN LA PRESA TIPO MASIVA O MACHONES

Para el cálculo de la resistencia es necesario determinar las fuerzas que actúan y los momentos con respecto al centro de gravedad en la sección horizontal.

Si el área de la sección del casco no cambia su peso será:

$$G_{cas} = \gamma_{conc} (A H)$$

A . Area del casco transversal .

Si el área de la sección del casco cambia su peso será :

$$G_{cas} = \gamma_{conc} (A_s + A_i) / 2 H$$

As y Ai. Area del casco transversal superior e inferior

Si el ancho de la contrafuerte no cambia , su peso es:

$$G_{contra} = \gamma_{conc} B d (H / 2)$$

B. Base de la contrafuerte.

d. Ancho de la contrafuerte.

H.Carga de almacenamiento.

γ_{conc} . Peso específico del concreto.

La supresión por la ley de Arquímedes, y la fuerza debido a la presión por filtración en el casco se determina por:

$$W_{\text{conc}} = (A_{\text{cas}} + B_d) (h + h_s) \gamma_{\text{H}_2\text{O}}$$

h. Nivel de aguas abajo al vertir la máxima excedencia.

Hs. Profundidad promedio de la presa en el subsuelo.

$$W_f = \lambda H (l_o) B_w \gamma_{\text{H}_2\text{O}} / 2$$

l_o. Ancho del casco

λ . coeficiente para fisuras en roca = 1.0
 para roca muy defectuosa = (0.75 - 0.90)
 para roca impermeable = (0.50 - 0.75)

También es necesario determinar la carga del agua en la contrafuerte que es igual a :

$$P_{\text{H}_2\text{O}} = \gamma_{\text{H}_2\text{O}} (l_o) H^2 (m^1 / 2)$$

Sumatoria de fuerzas verticales :

$$\sum N = G_{\text{cas}} + G_{\text{contra}} + P_{\text{H}_2\text{O}} - W_{\text{contra}} - W_f$$

Sumatoria de momentos de fuerzas verticales y horizontales.

$$\sum M = -G_{\text{cas}} l_{\text{cas}} + G_{\text{contra}} l_{\text{contra}} - P_{\text{H}_2\text{O}} l_P + P_{\text{H}_2\text{O}} H / 3 + W_{\text{contra}} l_w + W_f l_f$$

La resistencia máxima deberá ser menor a la resistencia normal de la roca a la carga máxima y el coeficiente de seguridad es :

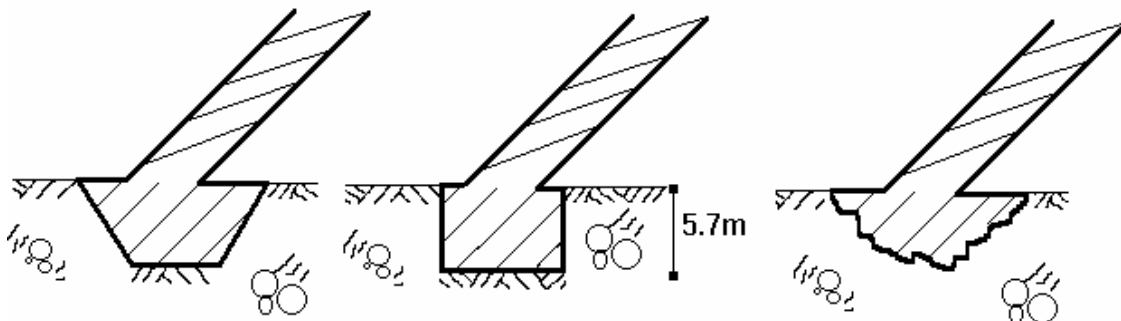
$$\sigma_{\max} \leq (R / K_s)$$

K_s . coeficiente de seguridad de las fisuras de la roca y otros factores de (10 - 15)

R . Resistencia normal de la roca Kg /cm

ROCA	R (Kg / cm ²)
METAMORFICA	30 / 2000
SEDIMENTARIA	500 / 1500
VOLCANICAS	1000 / 3000

TIPOS DE DENTELLONES EN LOS CASCOS EN LAS PRESAS TIPO MASIVA O MACHONES



5. CONCLUSIONES

El diseño de una presa de contrafuertes se puede reducir al diseño de una tipología de modulo de contrafuerte que adosado reiteradamente conforma la presa.

La geometría que conforma estos contrafuertes para que cumplan los requerimientos necesarios de dotar a la presa de resistencia a la rotura, al vuelco y al deslizamiento y por otro lado conseguir que su forma sea fácil de replantear y ejecutar conduce a la adopción de soluciones que son cuadriláteros (planos o alabeados) o triángulos con dos o un (caso del triángulo) lados horizontales. Por tanto admiten una generación reglada con generatrices horizontales que se apoyan en rectas que se extienden desde los vértices del polígono de coronación de la presa a los de la base de ésta.

El encofrado de las superficies laterales que forman estos contrafuertes se hace fácilmente mediante tablas horizontales que se apoyan en directrices rectas (las que unen los vértices de los polígonos superiores e inferiores de coronación y base de la presa).

Este proceso de generación de los paramentos coincide con el proceso constructivo que se sigue en la ejecución de una obra de estas características mediante tongadas sucesivas de hormigón.

El diseño de los contornos que delimitan el contrafuerte obedece a un solo tipo de algoritmo de generación el de una superficie polinomial controlada por cuatro puntos lo que hace fácil su formulación y su posterior implementación.

La introducción de un número adecuado de parámetros de moldeo dota al programa de diseño de presas de contrafuertes de una gran versatilidad para generar soluciones constructivas muy diferentes entre sí.

A través de la elaboración de la siguiente tesis, se puede llegar a la conclusión que una presa tipo contrafuerte implica no solo el calculo estructural y los estudios geográficos; sino que implica adentrarse en una metodología correcta y atinada, así como en un programa de calculo exacto para obtener por medio de formulas y modelos matemáticos el resultado correcto y atinado de lo que se desea construir.

Los estudios preliminares ayudan a dar una idea general de donde se va a trabajar, de todos los fenómenos externos que intervendrán así como los obstáculos que se vayan presentando a lo largo del proyecto.

El calculo estructural es parte fundamental de la construcción ya que este permitirá ejecutar de forma eficiente todo lo perteneciente al levantamiento de la presa, basado, como debe ser, en los estudios preliminares de la zona.

Es necesario saber todos los procesos que intervienen en este tipo de construcciones ya que no se puede detener una obra de tal magnitud por errores de concentración o mal cálculo.

Para finalizar, cabe decir que siempre es un apoyo importante toda la bibliografía existente con respecto al tema y apoyarse en proyectos anteriores para saber que hacer en caso de presentarse una eventualidad.

BIBLIOGRAFIA

<http://fluidos.eia.edu.co/obrashidraulicas/articulos/articulopagppal.html>

www.construaprende.com/Tesis3/Cap4/Cap4.html

<http://www.efco-usa.com/SpanVer/dams.html>

<http://www.oni.escuelas.edu.ar/olimpi98/DelDesiertoalOasis/obras.htm>

REFERENCIAS

- 1) DELGADO OLMOS, ÁNGEL H.. *Modelado de Superficies Polinomiales y su Aplicación a la Técnica*. Tesis Doctoral. Universidad de Granada. 1995

- 2) DELGADO OLMOS, ÁNGEL H.; COBOS GUTIÉRREZ, CARLOS. *Modelado de superficies polinomiales que pasan por una red de puntos fijos*. Jaén (España). VIII Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica. Publicaciones de la Universidad de Jaén 1996. ISBN: 84-88942-71-0

- 3) DELGADO OLMOS, ÁNGEL H.. *Diseño de superficies regladas de generatrices equiespaciadas*. Logroño-Pamplona (España). XI Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica 1999. ISBN: 84-699-0475-2

- 4) DELGADO OLMOS, ANGEL H.. *Polígonos alabeados. Soluciones equiperimétricas usando una única tipología de relleno*. Badajoz (España).2001. XIII Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica. Universidad de Extremadura. ISBN: 84-699-5057-6

- 5) BOHM, W. *Geometrics Concepts for Geometrics Design*. A. K. Peters, Wellesley, Massachusetts 1994.

- 6) GASCA, M. *Cálculo Numérico*. UNED 1993